

République algérienne démocratique et populaire

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique



Université Abbès Laghrou-Khenchela

Faculté Sciences et technologies

Département Génie civil

« M2\_ Structures »



# Mémoire de fin d'étude

Pour l'obtention du diplôme Master (L.M.D)

**Spécialité : Génie Civil**

**Option : Structures**

✚ Etude d'un bâtiment à usage **administratif**

implanté en **zone I**

**Réalisé par :**

- Zeraoulia Zahia
- MILEK Rogiya

❖ **Dirigé par :**

**Dr. MAMEN**

*L'année universitaire:*

*2020/2021*



# Remerciements

*Tout d'abord, nous tenons à remercier Allah qui nous a donné le courage et la volonté pour terminer ce travail.*

*Un très grand merci à :*

*Notre encadreur « **Dr. Mamen Belgacem** » notre encadreur pour sa patience, sa disponibilité et surtout ses judicieux conseils, qui ont contribué à alimenter notre réflexion.*

*Nous remercions chaleureusement nos parents et nos familles.*

*Nous remercions aussi tous les enseignants du département de génie civil et l'ensemble des étudiants de la deuxième année master génie civil. Nous remercions également toute l'équipe pédagogique de l'université de 'Abbes Laghrour', et spécialement celle de l'institut de **Génie Civil**, pour les efforts qu'elle a déployés à l'effet de nous accompagner durant notre formation.*

*Zeraoulia Zahia*

*Milek Rogiya*

# Dédicaces

## Dédicaces

, je dédie ce modeste travail à ceux qui, quels que soient les termes embrassés, je n'arriverais jamais à leur exprimer ma sincère gratitude comme il se doit :

- *A l'homme exceptionnel à qui je dois la vie, ma réussite et tout mon respect : **Mon Chère Père.***
- *A la femme qui a souffert sans jamais se plaindre, qui n'a jamais dit non à mes exigences et qui a toujours doublé d'efforts pour me rendre heureuse : **Mon Adorable Mère.***
- *A mes frères «**Abd el-djalil , Fakhr Eddine, Fayez et Tadj Eddine**» qui m'ont toujours soutenu. Que dieu les protège et leur accorde une longue et joyeuse vie..*
- *A toutes mes amies surtout ma sœur binôme «**Milek Rogiya**» et mes meilleures amies« **Fouziya, Zahwa, Soumia et Samah,**».*

*A toute la famille **Zeraoufia et Bouras.***

*A tous ceux que je porte dans mon cœur.*

*Zahia Zeraoufia*

## Dédicace

*Louange à Dieu tout puissant.*

≈≈

*A mes très chers parent pour votre amour, vos générosités, vos compréhensions... Tes soutiens furent une lumière dans tout mon parcours. Aucune dédicace ne saurait exprimer l'amour l'estime et le respect que j'ai toujours eu pour vous.*

≈≈

*A mes soeurs et mes frères aucun langage ne saurait exprimer mon respect et ma considération pour votre soutien et encouragements.*

≈≈

*A mes enseignants je vous remercie d'avoir partager votre passion pour l'enseignement. J'ai grandement apprécié votre soutien, votre implication et votre expérience tout au long de mes années universitaires.*

≈≈

*A mes amis en témoignage de l'amitié qui nous unit et des souvenirs de tous les moments que nous avons passés ensemble.*

≈≈

*je vous dédie ce travail et je vous souhaite une vie pleine de santé et de bonheur.*

*Milek Rogiya*

# ملخص:

هذا المشروع عبارة عن دراسة تقنية لإنجاز بناية إدارية مكونة من الطابق تحت الأرضي و ثلاث طوابق عادية في ولاية خنشلة المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية II حسب مركز دراسة هندسة الزلازل الجزائري. هذه البناية محققة بواسطة العارضات و الأعمدة و الجدران ذات الخرسانة المسلحة لضمان استقرار البناية و مقاومتها لكل الحمولات العمودية والأفقية، قياس و تسليح مختلف العناصر الأساسية مصمم طبقا للمعايير و القوانين المعمول بها حسب مقياس دراسة هندسة الزلازل الجزائري (RPA99/Version2003) و مقياس الاسمنت المسلح (CBA93) إضافة إلى (BAEL 91). كما تم باستعمال البرنامج التطبيقي للعناصر المنتهية Robot Structural Analysis 2014 أما عملية الرسم كانت باستعمال طريقة الرسم التقني AUTO CAD2004.

## Summary

This project is a technical study for a building GF+3 with an underground floor, the construction is administratively used, the building exists at Khenchela wilaya that's classed as a low seismicity zone from the Algerian earthquake norm (R.P.A99 Version 2003).

This work is a structure mixed (portal-sails), its pre-dimensioning of the load-bearing elements was made according to CBA93 and RPA99/version2003 ; The seismic analysis was made by Robot Structural Analysis 2014, and the plans were drawn by AUTO CAD2004.

## Résumé:

Le présent mémoire, étudié un bâtiment R+3 avec un sous sol à usage d'administration, il sera implante dans la wilaya de Khenchela qu'elle est classée comme une zone de faible sismicité, zone sismique II selon le règlement parasismique Algérienne (R.P.A99 Version2003)

Cet ouvrage est une structure mixte (portique-voiles), le pré dimensionnement des éléments porteurs a été fait conformément au CBA93 et RPA99/version2003, l'analyse sismique de la structure à été réalisé par le logiciel Robot Structural Analysis 2014, et les plans sont dessinés par AUTO CAD2004

# Sommaire

## **Introduction général**

### **Chapitre I : Généralité et définitions**

- I.1 Présentation de l'ouvrage
- I.2 les règlements utilisés
- I.3 Les logicielles utilisées
- I.4 Caractéristiques mécaniques des matériaux
- I.5 Indications générales sur les règles du (BAEL 91)
- I.6 Hypothèse de calcul

### **Chapitre II : Prédimensionnement, Evaluation et descend des charges**

- II.1 Prédimensionnement
- II.2 Evaluation des charges et descente des charges
- II.3 Descend des charges

### **Chapitre III : Ferrailage des éléments secondaires**

- III.1. Ferrailage d'escalier
- III.2. Etude de l'acrotère
- III.3. Ferrailage des Planchers

### **Chapitre IV : Etude dynamique et sismique**

- IV.1. Conception
- IV.2. Objectif de l'étude dynamique
- IV.3. Méthodes de calcul
  - IV.3.1 Méthode statique équivalente
  - IV.3.2 Méthode d'analyse modale spectrale
- IV.4. Analyse statique et dynamique
  - IV.4.1. Combinaisons des actions
  - IV.4.2. Poids totale de la structure

IV.4.3.Analyse de la structure

IV.4.4.Caractéristiques géométriques et massique de la structure

IV.5.Résultats de calcul (ROBOT)

IV.5.1.Périodes et facteurs de participation modale

IV.6.Distribution verticale de la force sismique :(RPA99/V2003 Art 4.2.5 P46)

IV.7.Stabilité au renversement

IV. 8 Résultat

## **Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux**

V.1. Introduction

V.2. Étude des Poutres

V.2.1. Ferrailage des poutres

V.2.2.Combinaison de calcul

V.2.3. Etapes à suivre

V.2.4.Coefficient de sécurité et Caractéristiques mécaniques

V.2.5.Exemple d'étude de la poutre principale

V.2.6. . Schéma de ferrailage des poutres

V.3. Ferrailage des poteaux

V.3.1. Aspect réglementaire

V.3.2.Les sollicitations

V.3.3.Exemple de calcul Poteau (40\*40)

V.3.4. Calcul récapitulatif des poteaux

## **Chapitre VI : Etude de l'infrastructure**

VI.1. Introduction

VI.2. Calcul des longrines

VI.2.1. Introduction

VI.2.2 Pré dimensionnement

VI.2.3 Ferrailage longitudinale des longrines

VI.2.4 Armatures transversales

VI.2.5. Schéma de ferrailage

### VI.3. Etude du voile périphérique

#### VI.3.1. Dimensionnement

#### VI.3.2. Détermination des sollicitations

#### VI.3.3. Calcul de la force de poussée

#### VI.3.4. Calcul des moments fléchissant

#### VI.3.5. L'effort tranchant maximal

#### VI.3.6. Ferrailage des voiles

#### VI.3.7. L'écartement des armatures

#### VI.3.8. Vérification de l'effort tranchant

### VI.4. Etude de fondation

#### VI.4.1. Introduction

#### VI.4.2. Choix du type de fondations

#### VI.4.3. Calcul des semelles

#### VI.4.4. Calcul des semelles isolées

# Liste des figures

<b>Fig I.1</b> Plancher à corps creux.....	03
<b>Fig I.2</b> détails d'une dalle pleine.....	04
<b>Fig I.3</b> Diagramme parabole-rectangle.....	07
<b>Fig I.4</b> diagramme de compression à l'ELS.....	08
<b>Fig I.5</b> Diagramme des déformations limites de la section.....	09
<b>Fig I.6</b> Diagramme des trois pivots.....	12
<b>Fig II.1</b> dimensions d'un plancher.....	13
<b>Fig II.2</b> Dimensions des poutrelles.....	14
<b>Fig II.3</b> Les parties d'escalier.....	16
<b>Fig II.4</b> La loi de degression.....	24
<b>Fig II.5</b> Poteau carré.....	25
<b>Fig II.6</b> Poteau circulaire.....	27
<b>Fig II.7</b> Poteau rectangulaire.....	29
<b>Fig II.8</b> Dimension du poteau rectangulaire.....	33
<b>Fig III.1</b> Dimensions d'escalier 01 .....	35
<b>Fig III.2</b> Diagrammes des moments et des efforts tranchants.....	36
<b>Fig III. 3.</b> Schéma de l'acrotère.....	40
<b>Fig III.4.</b> Schéma statique et diagrammes des efforts.....	41
<b>Figure III.5</b> Section de l'acrotère soumise à la flexion composée.....	42
<b>Figure III.6</b> Les différents types des nervures.....	50
<b>Fig III.7</b> Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchants (terrasse).....	55
<b>Fig III.8</b> Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchants (étage courant)...	60
<b>Fig III.9.</b> Dimensions des parties du plancher .....	61
<b>Fig III.10</b> Schéma de ferrailage.....	66

<b>Fig III.11</b> Dimensions du plancher étage.....	67
<b>Fig III.12</b> Schéma de ferrailage.....	72
<b>Figure IV.1:</b> Étapes de la modélisation d'une structure par logiciel robot structural analyse Professional.....	80
<b>Figure IV.2:</b> Modélisation de la structure par l'interface de Robot Structural Analyse Professional.....	81
<b>Figure IV. 3:</b> Diagramme de spectre de réponse.....	82
<b>Figure V.1:</b> section de poutre.....	92
<b>Figure V.2:</b> Schéma de ferrailage des poutres.....	100
<b>Figure V.3:</b> Sollicitations sur les poteaux.....	102
<b>Figure V.4:</b> Schéma de ferrailage de poteaux (40*40).....	109
<b>Figure V.5:</b> Schéma de ferrailage de poteaux (40*60).....	111
<b>Figure V.6:</b> Schéma de ferrailage de poteaux circulaire.....	113
<b>Figure VI.1:</b> Schéma de ferrailage de longrine.....	116
<b>Figure VI.2:</b> Pression des terres sur le voile périphérique.....	117
<b>Figure.VI.3:</b> Schéma de Ferrailage de voile périphérique.....	121
<b>Figure VI.4 :</b> Schéma d'une semelle isolée.....	123
<b>Figure VI.5 :</b> Dimensionnement d'une semelle isolée dans le sens x-x.....	127
<b>Figure VI.6 :</b> Dimensionnement d'une semelle isolée dans le sens y-y.....	127
<b>Figure VI.7 :</b> Schéma de ferrailage de semelle isolée (x-x).....	128
<b>Fig VI. 8.</b> Schéma de ferrailage de semelle isolée (y-y).....	129

# Liste des tableaux

<b>Tab I.1</b> caractéristiques de l'acier.....	09
<b>Tab II.1</b> Poids propre du plancher terrasse dalle inaccessible.....	21
<b>Tab II.2</b> Poids propre du plancher étage courant.....	22
<b>Tab II.3</b> Poids propre du cloison à double paroi.....	22
<b>Tab II.4</b> Poids propre du palier.....	23
<b>Tab II.5</b> charges permanentes des étages, RDC et sous sol.....	23
<b>Tab II.6</b> Application de loi de dégression en poteau carré.....	26
<b>Tab II.7</b> Charges permanentes des étages, RDC et sous sol.....	27
<b>Tab II.8</b> Application de loi de dégression en poteau circulaire.....	28
<b>Tab II.9</b> charges permanentes des étages, RDC et sous sol.....	29
<b>Tab II.10</b> Application de loi de dégression en poteau rectangulaire.....	30
<b>Tab II.11</b> Vérifications des dimensions des poteaux.....	34
<b>Tab III.1</b> Sollicitations appliquées sur l'escalier.....	35
<b>Tab III.2</b> Moments appliquée sur l'escalier.....	36
<b>Tab III.3</b> Armatures d'escalier calculé à l'état limite ultime .....	37
<b>Tab III.4.</b> Vérifications des résultats .....	37
<b>Tab III.5.</b> Choix des armatures en travée et sur appuis .....	38
<b>Tab III.6</b> Choix des armatures de répartition .....	38
<b>Tab III.7</b> La géométrie d'acrotère .....	40
<b>Tab III.8.</b> Caractéristiques des matériaux en acrotère.....	40
<b>Tableau III-9:</b> Sollicitation dans l'acrotère .....	42
<b>Tab.III.10</b> Caractéristiques géométriques et mécaniques.....	42
<b>Tableau III.11 :</b> Chargement sur les planchers.....	46

<b>Tableau III.12 :</b> Sollicitation des plancher terrasse à l'ELU.....	50
<b>Tableau III.13 :</b> Sollicitation des plancher terrasse à l'ELS.....	51
<b>Tableau III.14 :</b> Sollicitation des plancher étage courant à l'ELU.....	55
<b>Tableau III.15 :</b> Sollicitation des plancher étage courant à l'ELS.....	56
<b>Tableau IV.1:</b> Coefficients d'accélération de zone.....	74
<b>Tableau IV.2:</b> Coefficients de pénalité.....	75
<b>Tableau IV.3:</b> Valeurs de $\xi$ (%).....	76
<b>Tableau IV.4:</b> Les poids de chaque niveau.....	83
<b>Tableau IV.5:</b> Périodes et facteurs de participation nodale.....	85
<b>Tableau IV.6 :</b> Les valeurs des efforts F.....	86
<b>Tableau IV.7 :</b> Moment de renversement dans chaque étage (x-x) (y-y). ....	<b>87</b>
<b>Tableau V.1 :</b> Coefficient de sécurité et Caractéristiques mécaniques.....	90
<b>Tableau V.2 :</b> Sollicitations des poutres .....	91
<b>Tableau V.3 :</b> Résultats de calcul des poutres en flexion simple.....	99
<b>Tableau V.4 :</b> Les barres choisies pour les poutres.....	100
<b>Tableau V.5:</b> Sollicitation des poteaux (40*40).....	104
<b>Tableau V.6:</b> Calcul et choix des sections d'armatures.....	110
<b>Tableau V.7:</b> Vérification des contraintes.....	110
<b>Tableau V.8:</b> Calcul et choix des sections d'armatures.....	111
<b>Tableau V.9:</b> Vérification des contraintes.....	112
<b>Tableau VI.1 :</b> Valeurs des moments de calcul pour le voile périphérique.....	119
<b>Tableau VI.2 :</b> Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en appuis terrasse...	120
<b>Tableau VI.3 :</b> Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée et en appuis...	121
<b>Tableau VI.4.</b> Sollicitations des semelles isolées.....	124

# LISTE DES SYMBOLES

- $A_s$  : Aire d'une section d'acier.
- $A_t$  : Section d'armatures transversales.
- $B$  : Aire d'une section de béton.
- $\emptyset$  : Diamètre des armatures, mode propre.
- $Q$  : Charge d'exploitation.
- $\sigma_c$  : Contrainte de consolidation.
- $C_c$  : Coefficient de compression.
- $C_s$  : Coefficient de sur consolidation.
- $K_t$  : Facteur de terrain..
- $F_{fr}$  : Force de frottement.
- $\gamma_s$  : Coefficient de sécurité dans l'acier.
- $\gamma_b$  : Coefficient de sécurité dans le béton.
- $\sigma_s$  : Contrainte de traction de l'acier.
- $\sigma_{bc}$  : Contrainte de compression du béton.
- $\bar{\sigma}_s$  : Contrainte de traction admissible de l'acier.
- $\bar{\sigma}_{bc}$  : Contrainte de compression admissible du béton.
- $\tau_u$  : Contrainte ultime de cisaillement.
- $\tau$  : Contrainte tangentielle.
- $\beta$  : Coefficient de pondération.
- $\sigma_{sol}$  : Contrainte du sol.
- $G$  : Charge permanente.
- $\xi$  : Déformation relative.
- $V_0$  : Effort tranchant a la base.
- $E.L.U$  : Etat limite ultime.
- $E.L.S$  : Etat limite service.
- $N_{ser}$  : Effort normal pondéré aux états limites de service.
- $N_u$  : Effort normal pondéré aux états limites ultime.
- $T_u$  : Effort tranchant ultime.
- $T$  : Effort tranchant, Période.
- $S_t$  : Espacement.
- $\lambda$  : Elancement.
- $e$  : Epaisseur,
- $F$  : Force concentrée.
- $D$  : Fiche d'ancrage.
- $L$  : Longueur ou portée.
- $L_f$  : Longueur de flambement.
- $I_p$  : Indice de plasticité.
- $I_c$  : Indice de consistance.
- $W$  : Teneur en eau, Poids total de la structure.
- $\gamma_d$  : Poids volumique sèche.
- $\gamma_h$  : Poids volumique humide.

- $\gamma_{sat}$  : Poids volumique saturé..
- $F_e$  : Limite d'élasticité de l'acier.
- $M_u$  : Moment à l'état limite ultime.
- $M_{ser}$  : Moment à l'état limite de service.
- $M_t$  : Moment en travée.
- $M_a$  : Moment sur appuis.
- $M_0$  : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment a la
- $I$  : Moment d'inertie.
- $I_{fi}$  : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
- $I_{fv}$  : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.
- $E_{ij}$  : Module d'élasticité instantané.
- $E_{vj}$  : Module d'élasticité différé.
- $E_s$  : Module d'élasticité de l'acier.
- $f_{c28}$  : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'age.
- $f_{t28}$  : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'age.
- $F_{cj}$  : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'age.
- $K$  : Coefficient de raideur de sol.
- $\delta$  : Rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton.
- $Y$  : Position de l'axe neutre.
- $I_0$  : Moment d'inertie de la section totale homogène

## Introduction général

Les spécialistes génie civil s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines pour but d'assurer les besoins de la société pour une structure tel que la protection de l'environnement, le confort et la sécurité de publique. Malgré sa ils existent des phénomènes qui menace la réalisation de la sécurité social et structurel comme le séisme.

A cet effet, et à travers le monde, on a créé et imposé des règlements visant à cadrer les constructions en zones sismiques et à les classer, afin de mieux les concevoir et réaliser. Ces règlements sont le fruit de longues années d'expériences et de recherche approfondie, dont le but est d'offrir un seuil de sécurité qui permettra de protéger les vies humaines et de limiter les dommages lors des secousses sismiques.

Notre travail consiste à la conception et l'étude d'une structure ( R+3 )avec un Contreventement mixte (poteaux/voiles) implanté dans la wilaya de Khenchela classé comme zone de faible sismicité (zone I) d'après les Règles Parasismiques Algériennes (RPA99/Version2003),

Les étapes de notre étude de ce projet sont :

- Le 1<sup>er</sup> chapitre concerne de la présentation de la structure et les caractéristiques des matériaux utilisés.
- Le 2<sup>ème</sup> chapitre s'agit de la pré dimensionnement des éléments, l'évaluation et la descend des charges .
- Le 3<sup>ème</sup> chapitre concerne l'étude des éléments secondaires (l'acrotaire, l'escalier et plancher).
- Le 4<sup>ème</sup> chapitre se consiste à l'étude dynamique et sésmique pour trouver les caractéristique intrinsèques du bâtiment et calculer les efforts engendrées sur les défférentes sollicitations.
- Le 5<sup>ème</sup> chapitre s'agit d'étude de l'infrastructure.

# Chapitre I

## Généralités et définitions

### Introduction

L'étude d'une structure en béton armé se nécessite certaines connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appuis afin de réaliser une construction sécurisée, économique et confort.

Alors, ce chapitre est consacré à un but descriptif et de représenter les caractéristiques des matériaux utilisés dans notre structure.

Le bâtiment administratif qui fait l'objet de notre projet fin d'étude est un centre de proximité des impôts **CPI de R+3** et un sous sol. Il est implanté a **Ouled Rechache** wilaya de **Khenchela** classée d'après les règles parasismiques algériennes «**RPA99/version 2003** » comme zone de faible sismicité "**zone I**"

### I.1 Présentation de l'ouvrage

#### a. Description de l'ouvrage

##### ➤ Caractéristiques géométriques:

- Longueur en plan 31.85m
- Largeur en plan 26.70m
- Hauteur du RDC 3.60m
- Hauteur étage courant et sous sol 3.60m
- Hauteur totale 17m
- Hauteur de l'acrotère 0.7m
  - **Données du site**
    - Le bâtiment sera implanté dans la wilaya de Khenchela, zone classée par le **RPA99/version 2003** Comme une zone de faible sismicité (**Zone I**).
    - Le bâtiment est à usage d'administratif donc appartient au groupe d'usage **1A**
    - La contrainte admissible du sol  $\sigma=2\text{bars}$
  - **description structural**
    - **Ossature :**

Suivant **RPA**, on distingue qu'on a une structure en béton armé avec système de contreventement mixte portiques/voiles bâtiment, Tan que les voiles reprennent plus de **20%** des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles.

### ▪ Les voiles

Seront réalisées en béton armé, le choix de nombre dimensions et de l'emplacement sera étudiées ultérieurement, les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place. Ils sont destinés à reprendre une partie des charges verticales et d'autre part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des chargements horizontaux.

### ▪ Portiques

Ils sont en béton armé, constitués de poutres et de poteaux capable de reprendre essentiellement les surcharges verticales.

#### • Eléments secondaires

##### ▪ Plancher

Un plancher doit résister aux charges verticales et horizontales.

##### - Plancher corps creux

Pour RDC et étages courant, **il est** constitué de corps creux avec une dalle de compression qui forme un diaphragme horizontal rigide et assure la transmission des forces agissantes dans son plan aux éléments de contreventement.

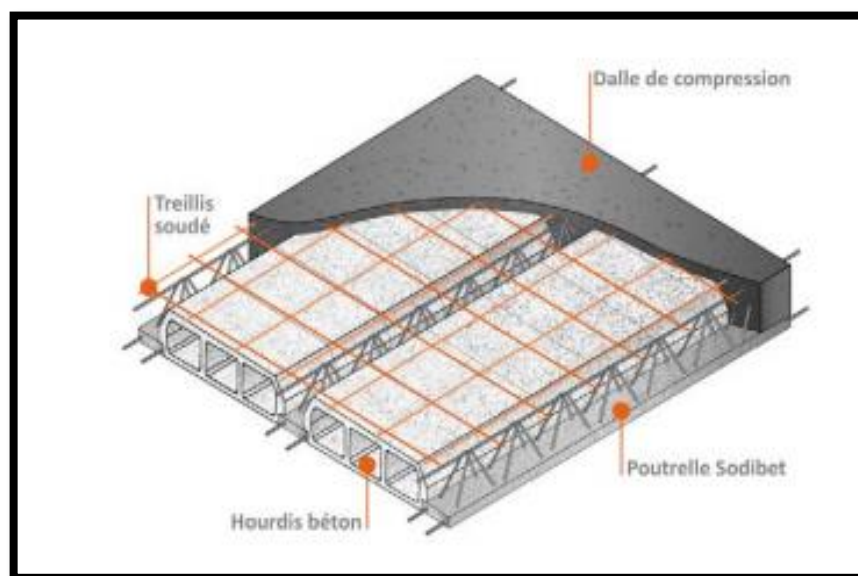


Fig I.1 Plancher à corps creux

##### - Dalle pleine

Pour les plancher niveaux sous-sol

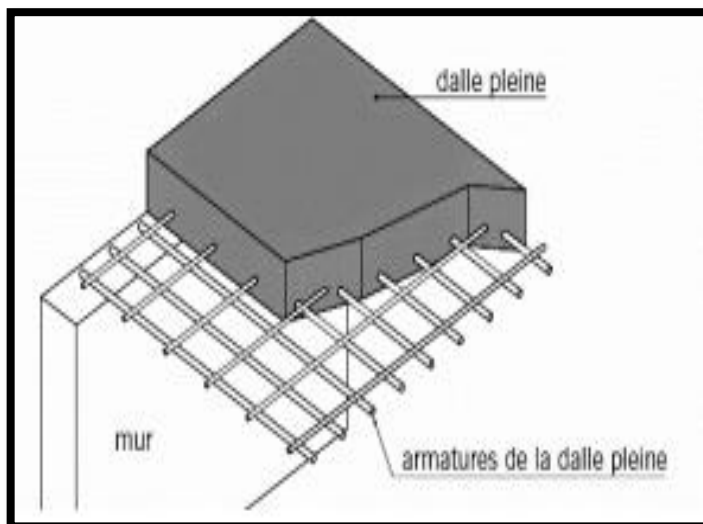


Fig I.2 détails d'une dalle pleine

- **Les escaliers**

Sont des éléments secondaires réalisés en béton armé coulés sur place, permettant le passage d'un niveau à un autre.

- **L'acrotère**

C'est un élément en béton armé, le choix de nombre dimensions et de l'emplacement sera étudié ultérieurement.

- **Les maçonneries**

- **Murs extérieurs** : Les murs extérieurs sont faits en double cloison

- Brique creuse de **15** cm

- Brique creuse de **10** cm

- Un vide de **5** cm entre les deux

- **b. Murs intérieurs** : Les cloisons en briques creuses d'épaisseur de **10** cm

- **Les revêtements** : Sont réalisés en

- Enduits en ciment de 1,5 cm d'épaisseur pour les murs extérieurs.

- Enduits en plâtre de 2 cm d'épaisseur pour tous les murs intérieurs et plafonds des chambres, des séjours et les couloirs intérieurs.

- Carrelage pour les planchers courants et les escaliers.

- Céramique pour les sanitaires et une partie de la cuisine.

- **L'infrastructure**

- **Les fondations** : sont des éléments situés à la base de la structure, elles assurent

La transmission des charges et surcharges au sol par liaison directe (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

Limitation des tassements différentiels

Le choix du type de fondation dépend des caractéristiques mécaniques du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

Le système de coffrage : le coffrage est destiné à contenir un matériau de construction (béton) utile pour maintenir ce matériau en place, en attendant sa prise puis son durcissement. Les coffrages utilisés sont :

- Le coffrage classique en bois pour les portiques.
- Un coffrage métallique pour les voiles

### I.2 les règlements utilisés

- RPA99/ version 2003
- BAEL91/modifié 99
- CBA93
- DTR B.C.2.2

### I.3 Les logiciels utilisés

- Auto desk Robot Structural Analysis Professional 2017 : pour la modélisation de la structure ;
- AUTOCAD 2016 : pour les dessins des plans ;
- EXEL: pour vérifier les calculs manuels.

### I.4 Caractéristiques mécaniques des matériaux

#### A. Béton

Le béton est un matériau de construction hétérogène, constitué artificiellement par un mélange de granulats (sable, gravier, pierres cassées...) de ciment et de l'eau et éventuellement d'adjuvants pour en modifier les propriétés.

##### a. Dosage du béton:

Dans un mètre cube de béton, on a les proportions suivantes:

- Ciment (CPA 425) dosé a 350kg/m<sup>3</sup>
- Sable grossier 0 < D<sub>g</sub> < 5mm -----400 l
- Gravier 15 < D<sub>g</sub> < 25mm-----800 l
- Eau de gâchage 175 l
- Enrobage : 3 cm en infrastructure et 2.5cm en super structure. Le béton obtenu aura une masse volumique de 25 KN/m<sup>3</sup>.

### b. Caractéristiques physique du béton:

- **Masse volumique:** la masse volumique des bétons est comprise entre 2200 et 2400 kg/m<sup>3</sup> (cette masse volumique peut augmenter avec la modalité de mise en œuvre en particulier avec la vibration).
- **Retrait hygrométrique :** au cours de sa vie le beton subit une variation de son volume lorsque le béton est conservé dans une atmosphère séchée. Il diminue de volume : c'est le retrait.

### c. Résistances mécaniques du béton :

- **Résistance a la compression:**  $f_{cj}$

Le béton est défini par la valeur de sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours  $f_{c28}$ .

Par convention, la résistance a la compression du béton est mesurée par la charge conduisant a l'écrasement par compression axiale d'une éprouvette cylindrique de 16 cm de diamètre et de 32 cm de hauteur.

La résistance a la compression varie avec l'âge du béton. Ainsi, pour  $j \leq 28$  jours, elle suit approximativement les lois suivantes :

$$f_{cj} = \frac{j}{(4.76+0.83j)} \times f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{(1.40+0.95j)} \times f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa}$$

Pour l'étude de ce projet, la résistance a la compression a 28 jours est prise :

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa.}$$

▪ **Résistance a la traction  $f_{tj}$ :**

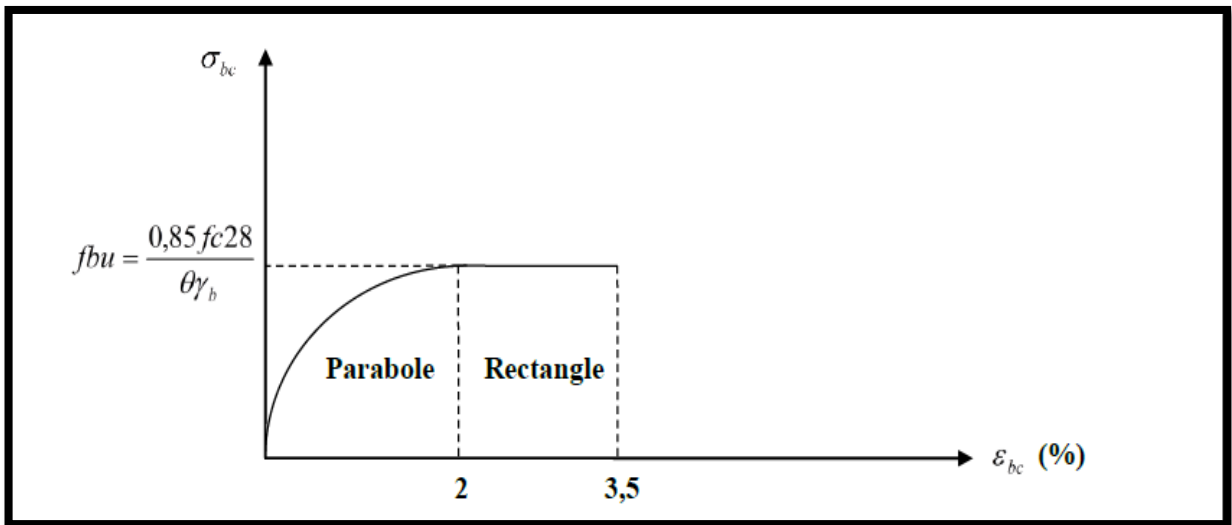
La résistance caractéristique a la traction du béton a j jours, notée  $f_{tj}$  est conventionnellement définie par la relation:

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \quad (\text{A.2.1.12/ BAEL91})$$

Dans notre cas :  $f_{c28} = 25 \text{Mpa}$   $f_{t28} = 2.1 \text{MPa}$

**d. Contraintes limites ultime a la compression :**

(A.4.3.41/BAEL91) : pour le calcul a l'ELU, on adopte le diagramme parabole-rectangle suivant:



**Fig I.3** Diagramme parabole-rectangle

- $f_{bu}$  : Contrainte ultime du béton en compression.
- $\gamma_b$  : Coefficient de sécurité.
- $\gamma_b = 1.5$  en situation durable transitoire.
- $\gamma_b = 1,15$  en situation accidentelle.
- $\theta$  : coefficient de sécurité qui est en fonction de la durée d'application des actions tel que :
- $\theta = 1$  si la durée d'application est supérieure à 24 heures.
- $\theta = 0,9$  ; si la durée d'application est comprise entre 1 heures et 24 heures.
- $\theta = 0,85$  ; si la durée d'application est inférieure à 1 heure.
- Dans notre cas :  $\theta = 1$

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 * 25}{1.5 * 1} = 14.2 \text{Mpa}$$

▪ **Contrainte limite de cisaillement :**

La contrainte limite de cisaillement est limitée par  $\tau = \min (0,13 f_{cj} ; 5 \text{MPa})$  cas de la fissuration est peu préjudiciable.

Ou  $\tau = \min (0,10 f_{cj} ; 4\text{MPa})$  cas ou la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable.

▪ **Contrainte limite de service à la compression :**

Dans le cas de l'ELS, on suppose que le diagramme parabole reste dans le domaine élastique, ce dernier est défini par son module d'élasticité.

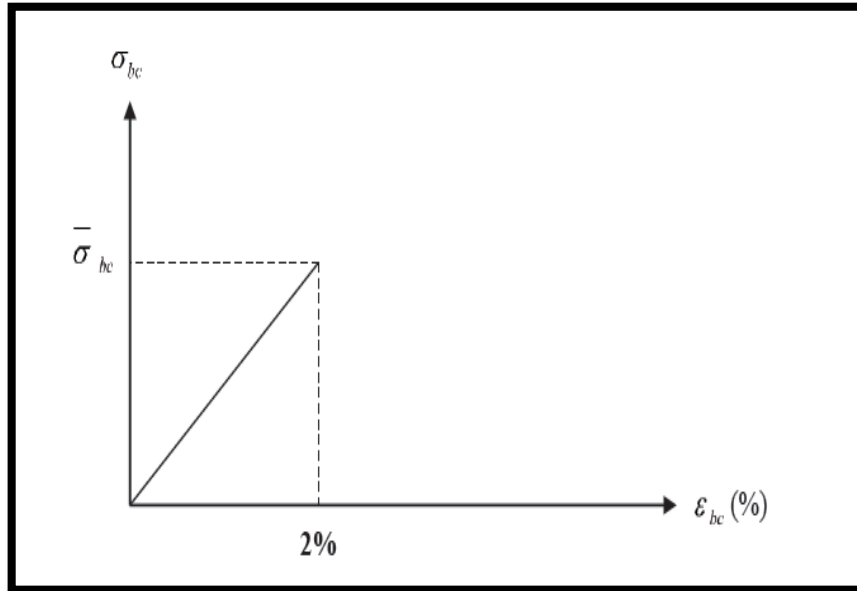


Fig I.4 diagramme de compression à l'ELS

La contrainte limite de service en compression est limité par:  $\sigma_{bc adm}$

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc adm}$$

Avec  $\sigma_{bc adm} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$

▪ **Module de déformation longitudinale :**

Le module de déformation longitudinale du béton est défini selon la durée d'application des contraintes normales.

$$E_{ij} = 11000$$

Ftj charges instantanées.

$$E_{ij} = 3700$$

Ftj charges de longue durée.

▪ **Coefficient de Poisson :**

Le coefficient de Poisson  $\nu$  est le rapport entre la déformation transversale relative et la déformation longitudinale relative. [A.2.1.3/ BAEL91] :

$\nu = 0,20$  ———> pour le calcul des déformations (ELS).

$\nu = 0$  —————> pour le calcul des sollicitations (ELU).

### B. L'acier

Les armatures pour le béton armé sont constituées par des aciers qui se distinguent par leurs nuances et leurs états de surface; on trouve les ronds lisses, les aciers à haute adhérence HA, et treillis soudé. Pour les ronds lisses, il existe deux nuances: FeE215 et FeE235,

Pour les barres à haute adhérence, les nuances sont FeE400 et FeE500.

On utilisera les aciers résumés dans le tableau suivant :

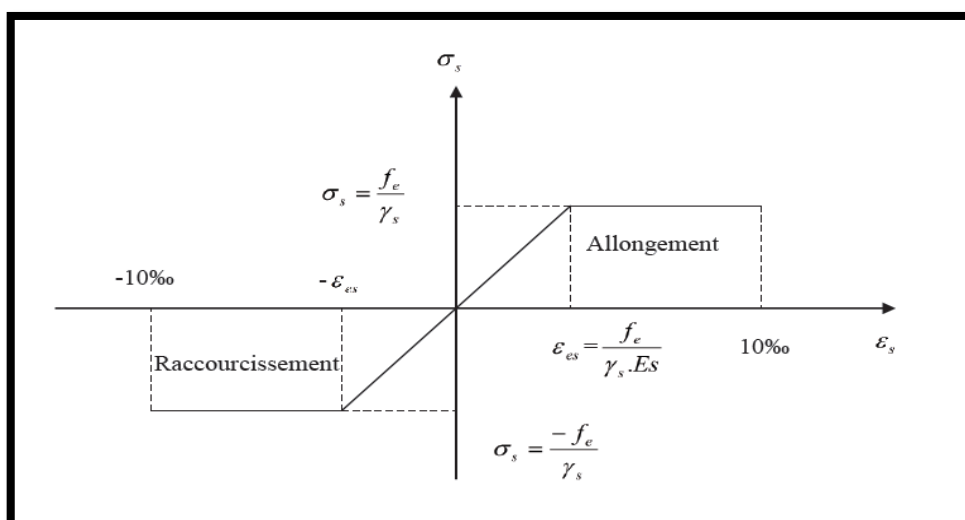
**Tab I.1** caractéristiques de l'acier

Types d'aciers	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe [MPa]	Résistance à la rupture [MPa]	Coefficient de fissuration	Coefficient de $[\psi]$ scellement
Aciers en Barre	Rond lisse FeE235	R L	235	410-490	1	1
	Haute adhérence FeE400	H A	400	480	1,6	1,5
Aciers en treillis	Treillis soudé (T S) TL520 ( $\Phi < 6$ )	T S	520	550	1,3	1

▪ **Module d'élasticité longitudinale :**

Quel que soit la nuance de l'acier, le module d'élasticité longitudinale sera pris égale à :

$E_s = 2.10^5 \text{ MPa}$  (A.2.2.1/BAEL91)



**Fig I.5** Diagramme des déformations limites de la section

✓ **Contrainte limite ultime ELU:**

$$\sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} \quad (\text{A.4.3.2 /BAEL 91})$$

Avec :

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité.

$\gamma_s = 1$  ———→ cas des situations accidentelles.

$\gamma_s = 1,15$  ———→ cas des situations durables (courantes).

❖ **Remarque**

Les allures décrites par l'acier en compression et en traction sont symétriques par rapport à l'origine.

• **Contrainte limite de service ELS :**

a) **Fissuration peu préjudiciable:** (A.4.5.32/BAEL91)

La fissuration est considérée comme peu préjudiciable lorsque :

- Les éléments en causes sont situés dans les locaux couverts et clos non soumis (sauf exceptionnellement et pour de courtes durées) à des condensations.
- Les parements susceptibles d'être fissurés ne sont pas visibles, ou ne font pas l'objet de conditions spécifiques concernant l'ouverture des fissures.

b) **Fissurations préjudiciable :** (A.4.5.33/BAEL91)

La fissuration est considérée comme préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés aux intempéries ou à des condensations, ou peuvent être alternativement émergés ou noyés en eau douce.

Dans ce cas, on doit respecter les règles suivantes:

$$\sigma_s = \min \left\{ 2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} \text{ (MPa)}$$

$f_e$  : limite d'élasticité de l'acier utilisé.

$f_{tj}$  : Résistance caractéristiques à la traction du béton.

$\eta$  : Coefficient de fissuration qui vaut :

- 1,0 pour les ronds lisses y compris les treilles soudés de fils tréfilés lisses.
- 1,6 pour les HA dont  $\Phi \geq 6mm$ .
- 1,3 pour les HA dont  $\Phi < 6mm$ .

c) **Fissuration très préjudiciable:** (A.4.5,34 /BAEL91)

La fissuration est considérée comme très préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés à un milieu agressif ou doivent assurer une étanchéité.

Dans ce cas, on observe la règles suivantes :

$$\sigma_s = \min \{ 0,5 f_{ij}, 90 \eta f_{ij} \} (\text{MPa}).$$

### I.5 Indications générales sur les règles du (BAEL 91)

#### ▪ Définition des états limites :

C'est un ensemble d'états pour lequel il convient de justifier la sécurité d'une construction, Au-delà des critères caractérisant ces états limites, la Construction ou l'élément de structure considéré est jugé inapte à remplir sa fonction. On distingue des états limites ultimes et des états limites de service :

➤ **Etats limites ultimes (ELU)** : Leurs dépassements entraîneraient la ruine de l'ouvrage.

Ils correspondent à la limite :

- de l'équilibre statique de la construction (renversement)
- de la résistance de chacun des matériaux (rupture)
- de la stabilité de forme (flambement)

### I.6 Hypothèse de calcul

Conservation des sections planes après déformation.

- Pas de déplacement relatif entre l'acier et le béton.
- La résistance à la traction du béton est limitée à **3,5‰** en flexion simple et **2 ‰** en compression simple.
- Les diagrammes linéaires de déformation passent par l'un des trois pivots.
- L'allongement ultime de l'acier est limité à **10 ‰**.

Le dimensionnement à l'**ELU** est conduit en supposant que le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots **A**, **B** ou **C** :

**Pivot A** : les pièces soumises à la flexion simple ou composée, la traction simple.

**Pivot B** : les pièces soumises à la flexion simple ou composée.

**Pivot C** : les pièces soumises à la flexion composée ou à la compression simple.

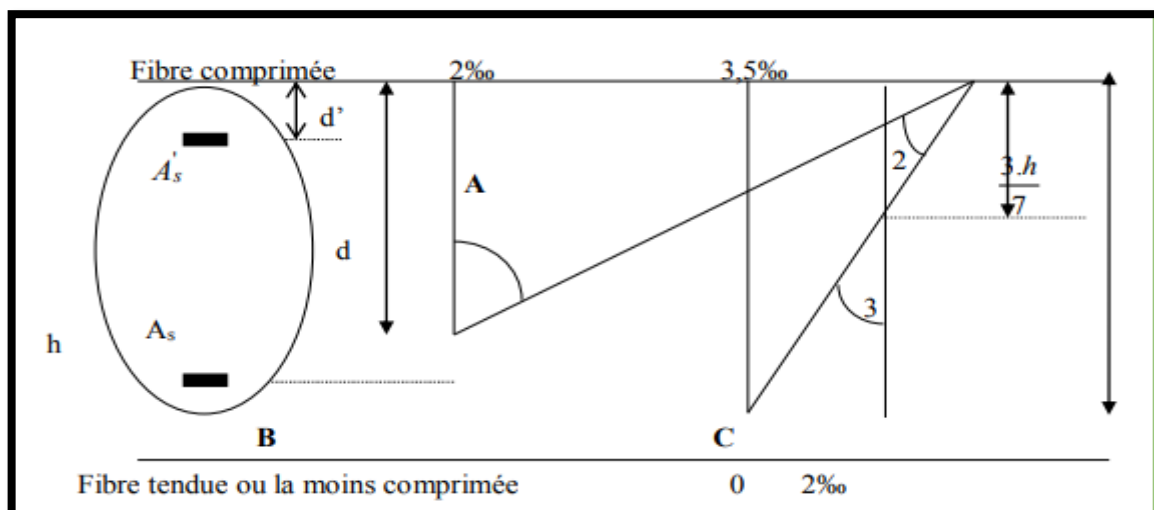


Fig I.6 Diagramme des trois pivots

➤ **Etats limites de service (ELS) :**

Ce sont des états dont le dépassement compromettrait le bon fonctionnement en service de la structure, ils correspondent à :

- La valeur limite de la compression du béton ou de traction des aciers.
- La valeur limite de l'ouverture des fissures pour la sécurité de l'ouvrage.
- La valeur limite des déformations acceptables des éléments de la structure

❖ **Hypothèses de calcul à l'ELS**

- Les sections droites restent planes et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton en dehors du voisinage immédiat des fissures. Le béton tendu est négligé.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques.
- Le rapport **n** du module d'élasticité longitudinale de l'acier à celui du béton ou le coefficient d'équivalence qui égale à **15**.

## **Chapitre II**

# **Pré dimensionnement, évaluation et descente des charges**

## II.1) Prédimensionnement

### Introduction

L'objectif de pré dimensionnement est de déterminer les sections des différentes éléments de la structure afin qu'ils puissent reprendre les différentes actions et sollicitations aux quelles ils sont soumis, on distingue :

Eléments structuraux : poutres, poteaux et voiles

Eléments non structuraux : planchers, escaliers et acrotère

Le pré dimensionnement est réalisé conformément aux règlements dictés par le **RPA99 révisé 2003**, le **BAEL** et **CBA**.

Les éléments structuraux doivent avoir une section minimale pour pouvoir transmettre aux fondations et sol les efforts qui leurs sont appliqués.

### II.1.A) Pré dimensionnement des éléments secondaires:

#### a. Les planchers:

##### ➤ Planchers a corps creux:

L'épaisseur du plancher est déterminée a partir de la condition de la flèche :

$$(\text{Art B.6.8.4.2 CBA93})h_t \geq \frac{L}{22.5}$$

Avec:**L**: la portée maximal entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.

: Hauteur totale du plancher.  **$h_t$**

$$= 22.6 \quad \text{Soit } h_t = 24\text{cm} \quad h_t = \frac{510}{22.5}$$

On adopte un plancher d'une épaisseur de  $h_t=24\text{cm}$ . Tel que 4cm est l'épaisseur de la dalle de compression est 20cm la hauteur du corps creux.

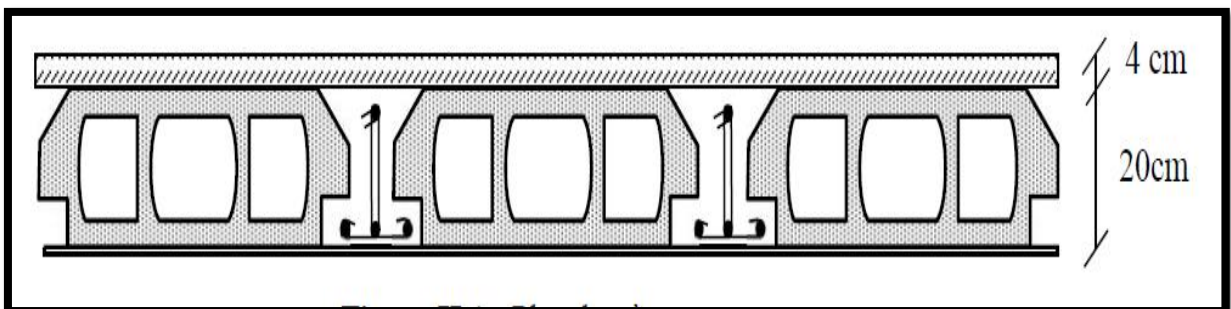


Fig II.1 dimensions d'un plancher

**Les poutrelles:**

Le dimensionnement des poutrelles se fait suivant:

$$h_t=24\text{cm}$$

$$b_0= (0.4\text{à } 0.6) h_t = (9.6 \text{ à } 14.4) \text{ cm}$$

On adopte :  $b_0=12 \text{ cm}$

$$b_1 \leq \text{Min} \left\{ \frac{l_x}{2}, \frac{l_y}{10} \right\}$$

Avec:

$L_x$ : la distance entre les poutrelles (  $l_x=65-12=53\text{cm}$ )

$L_y$ : la distance entre nus d'appuis des poutres secondaires ( $l_y=510 \text{ cm}$ )

$$b_1 \leq \min \left( \frac{53}{2}; \frac{510}{10} \right) \text{ cm} \text{ donc on adopte } b_1= 26.5\text{cm.}$$

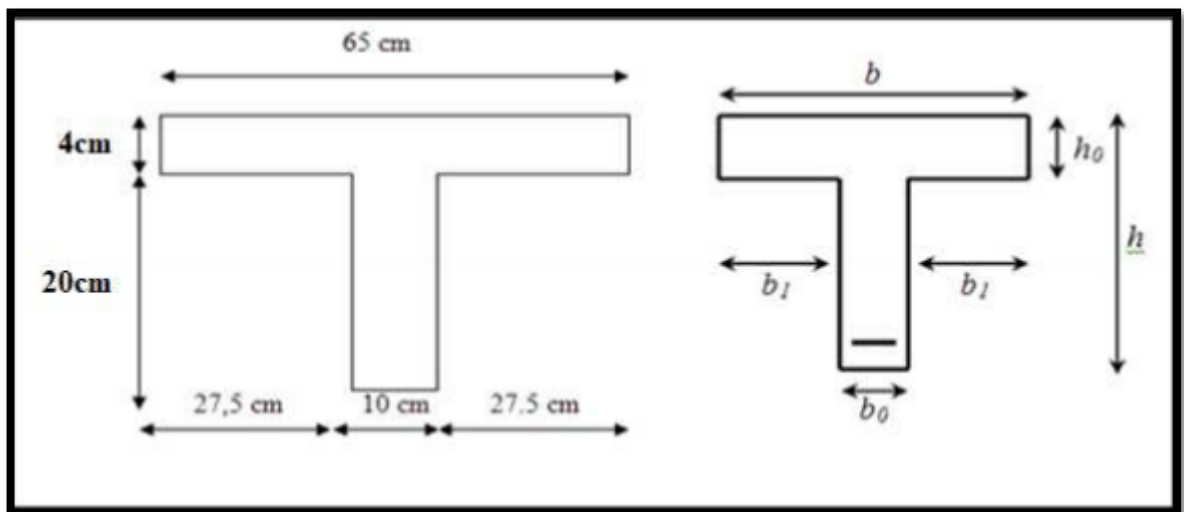
$$b = 2b_1+ b_0 \leftrightarrow b = 2 \times 26.5 + 12 = 65\text{cm}$$

Soit :  $b = 65\text{cm}$

La disposition des poutrelles se fait selon le critère :

- La plus petite portée
- Le critère de continuité ( le sens ou il y a plus d'appuis).

pour notre projet la disposition des poutrelles est effectuée selon le 1<sup>er</sup> critère et cela pour tous les planchers comme indiqué sur la figure:



**Fig II.2** Dimensions des poutrelles

### ➤ Dalles pleines :

L'épaisseur des dalles est déterminée à partir des conditions ci-après:

#### Résistance au feu

- $e = 7$  cm pour une heure de coupe-feu.
- $e = 11$  cm pour deux heures de coupe-feu.
- $e = 17.5$  cm pour quatre heures de coupe-feu.

On admet que :  $e = 12$  cm.

#### Isolation phonique

Selon les règles techniques "CBA93" en vigueur en l'Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

On limite donc notre épaisseur à:  $e = 14$ cm

#### Résistance a la flexion

Les conditions qui doivent vérifier selon le nombre des appuis sont les suivants:+++++

#### b. Les escaliers:

Dans une structure le passage à pied entre les différents étages se fait par l'intermédiaire des escaliers qu'ils sont soumis à des charges peuvent être important, c'est la raison pour laquelle on doit faire une étude détaillée sur le type de ferrailage qu'on doit adopter dans notre cas.

Un escalier se compose de plusieurs éléments:

- la cage : est le volume où se situe l'escalier
- la marche : la partie horizontale
- la contre marche : la partie verticale d'une marche
- ligne de jour : l'espace qui est laissé au milieu par la projection horizontale d'un escalier
- Echapée : la hauteur de volée
- Paillasse : la dalle inclinée qui se situe sous les marches
- Palier : la dalle horizontale à la fin ou au début de la paillasse.

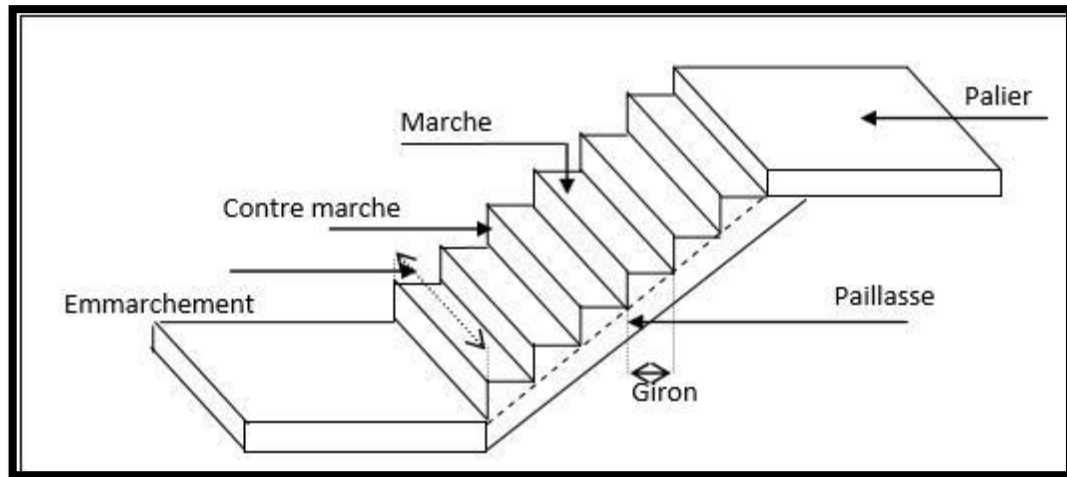


Fig II.3 Les parties d'escalier

Dans cette structure les escaliers sont choisis de type soit à deux volées avec un palier intermédiaire

Le choix de type d'escalier à deux volées a été retenu pour les avantages suivants :

- Rapidité d'exécution.
- Utilisation immédiate de l'escalier.

➤ **Pré dimensionnement d'escalier**

Détermination de g et h :

Condition de **BLONDEL** :  $59 \text{ cm} \leq 2 h + g \leq 66 \text{ cm}$

**g** : giron de la marche avec  $25 \leq g \leq 32$

On prend :

$h = 18 \text{ cm}$ .

$g = 30 \text{ cm}$ .

$59 \text{ cm} \leq 2 h + g = 66 \text{ cm} \Rightarrow \text{C.V}$

• **Détermination de nombre de marche :**

Soit :

**H** : la hauteur d'étage  $H=360\text{cm}$ .

**h** : la hauteur de marche.

**n** : nombre de contre marche.

Avec  $n = (H/2)/h$  donc :  $n = (360/2)/18=10$

Donc  $n = 10$  contre marche. Respectivement  $N = 9$  marches.

- **Inclinaison de la paille:**

$$\text{tg}(\alpha) = H'/L$$

$$H' = n \cdot h \Rightarrow H' = 10 \cdot 18 = 180 \text{ cm} \Rightarrow H' = 1.80 \text{ m}$$

$$L = (n-1) g \Rightarrow L = (10-1) \cdot 30 \Rightarrow L = 2.7 \text{ m}$$

$$\text{tg}(\alpha) = H'/L = 1.80/2.7 \Rightarrow \alpha = 33.69^\circ$$

- **Portée de la paille :**

$$L' = H' / \sin \alpha = 1.80 / \sin 33.69 = 3.25 \text{ m}$$

- **Épaisseur de la paille:**

$$L'/30 \leq e \leq L'/20$$

$$325/30 \leq e \leq 325/20$$

$$10.83 \leq e \leq 16.25$$

On prend  $e = 15 \text{ cm}$

### c. L'acrotère

L'acrotère est l'élément structural contournant le bâtiment conçu pour la protection de ligne conjonctif entre lui-même et la forme de ponton contre l'infiltration des eaux pluviales.

Il est assimilé à une console encadrée au dernier plancher ; la section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement, il est réalisé en béton armé. L'acrotère est soumis à son poids propre ( $G$ ) qui donne un effort normal  $N_G$  et une charge d'exploitation non pondérée estimée à  $1 \text{ KN/ml}$  provoquant un moment de flexion ainsi qu'une force sismique  $F_p$ .

Le poids propre de l'acrotère pour une bande de  $1 \text{ m}$  est de :

$$G = \zeta \times S$$

Avec :  $70 \text{ cm}$

$\zeta$ : Le poids volumique tel que:

$$\zeta = 25 \text{ KN/m}^3$$

$S$  : La surface transversal totale de l'acrotère.

$$S = (0,12 \cdot 0,7) + (0,13 \cdot 0,05) + ((0,13 \cdot 0,05) / 2) = 0,09375 \text{ m}^2$$

$$\text{-Poids propre de l'acrotère} = 25 \times 0,09375 = 2,34 \text{ KN / ml}$$

$$\text{-Revêtement} : (0,70 + 0,25 + 0,1392 + 0,05) \cdot 0,02 \cdot 18 = 0,41 \text{ KN / ml}$$

Donc :

$$G = 2.75 \text{ KN/ml}$$

### II-3) Pré dimensionnement des éléments principaux :

#### II-3-1) Pré-dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des murs en béton armé justifiant l'article 7.7.1 du RPA 99/version2003. Ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux et les transmettre aux fondations. A partir de la hauteur d'étage  $h_e = 3.60 \text{ m}$  et de conditions de rigidité aux extrémités suivantes :

Selon l'article (7-7-1) du RPA 99 version 2003 l'épaisseur est :

$$e \geq \max ( e_{\min} , h_e/25, h_e/22, h_e/20)$$

Avec :

$e$  : épaisseur du voile

$L$  : la longueur de la portée

$h_e$  : la hauteur de l'étage courant

$e_{\min}$  : l'épaisseur minimal de 15 cm exigé par le RPA99 (Art 7-7-1)

Alors:

$$e \geq \max ( 15, 14.4, 16.36, 18)$$

$$e \geq 18 \text{ cm}$$

Donc on adopte pour tous les voiles :  $e = 20 \text{ cm}$

$$L \geq 4e = 80 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

#### II-3-2) Les poutres:

Les poutre sont des elements porteurs horizontaux en béton armé. On a deux types de poutres :

##### A. Les poutres principales:

- Reçoivent les charges transmise par les poutrelles et les réparties aux poteaux sur lesquelles ces poutres reposent
- Relient les poteaux

-Supportent la dalle

**B. Les poutres secondaires:**

-Relier les portiques entre eux pour ne pas basculées

Le pré-dimensionnement se fera selon le **BAEL91** et les vérifications selon le **RPA 99/V2003**

**Pré dimonsionnement des poutres principales:**

✓ **Condition de la portée (BAEL91):**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} < h < \frac{L}{10} \\ 0.3h_t \leq b \leq 0.7h_t \end{array} \right.$$

Avec

**L:** longueur libre entre nus d'appuis L = 510cm

**h:** hauteur de la poutre

**b:** largeur de la poutre

Alors:  $\left\{ \begin{array}{l} 510/15 \leq h_t \leq 510/10 \rightarrow 34 \leq h_t \leq 51 \rightarrow h_t = 45\text{cm} \\ 0.3h_t \leq b \leq 0.7h_t \rightarrow 13.5 \leq b \leq 31.5 \rightarrow b = 30\text{cm} \end{array} \right.$

✓ **Condition de RPA99/v2003:**

$$\left\{ \begin{array}{l} h_t \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots h_t = 45\text{cm} > 30\text{cm} \dots\dots \text{CV} \\ b \geq 20\text{cm} \dots\dots\dots b = 30 > 20\text{cm} \dots\dots \text{CV} \\ h_t/b \leq 4.0 \dots\dots\dots 45/30 = 1.5 < 4 \dots\dots\dots \text{CV} \end{array} \right.$$

Donc la poutre principale a une section ( **b × h** ) = ( **30 × 45** ) **cm<sup>2</sup>**

**Pre-dimensionnement des poutres secondaires:**

✓ **Condition de la porté ( BAEL91):**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0.3h_t \leq b \leq 0.7h_t \end{array} \right.$$

Avec

**L = 385cm**

**L:** longueur libre entre nus d'appuis

**h:** hauteur de la poutre

**b:** largeur de la poutre

$$\text{Alors: } \begin{cases} 385/15 \leq h_t \leq 385/10 \rightarrow 25.66 \leq h_t \leq 38.5 \rightarrow h_t = 35\text{cm} \\ 0.3h_t \leq b \leq 0.7h_t \rightarrow 10.5 \leq b \leq 24.5 \rightarrow b = 30\text{cm} \end{cases}$$

✓ **Condition de RPA99/v2003**

$$\begin{cases} h_t \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots h_t = 35\text{cm} > 30\text{cm} \dots\dots \text{CV} \\ b \geq 20\text{cm} \dots\dots\dots b = 30 > 20\text{cm} \dots\dots \text{CV} \\ h_t/b \leq 4.0 \dots\dots\dots 35 / 30 = 1.16 < 4 \dots\dots \text{CV} \end{cases}$$

Donc la poutre secondaire a une section (**b × h**) = **(30 × 35) cm<sup>2</sup>**

**II.2) Evaluation des charges et descente des charges :**

**Introduction:**

Pour l'obtention d'une bonne résistance et d'une bonne stabilité de l'ouvrage il est nécessaire d'uniformiser la distribution des charges au niveau de tous les éléments porteurs de charges des planchers

✓ **Les charges permanentes :**

Il s'agit de prendre en compte le poids réel des éléments mis en œuvre pour construire le bâtiment.

✓ **Les charges d'exploitation :**

Tout bâtiment doit être capable de supporter les charges et sollicitations correspondant à une utilisation "normale"

**II.2.1 Evaluation des charges**

La descente de charge a pour but de déterminer les charges et les surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher.

**A) Plancher terrasse inaccessible:**

**Tab II.1** Poids propre du plancher terrasse dalle inaccessible

<b>Composants</b>	<b>Epaisseur(m)</b>	<b>Poids volumique (KN/m<sup>3</sup>)</b>	<b>Poids surfacique (KN/m<sup>2</sup>)</b>
<b>Gravillon roulé</b>	0.04	18	0.72
<b>Etanchéité</b>	0.02	6	0.12
<b>Papier kraft</b>	-	-	0.05
<b>Forme de pont</b>	0.10	22	2.2
<b>Film polyane</b>	-	-	0.01
<b>Plaque de liège</b>	0.04	4	0.16
<b>Pare vapeur</b>	0.01	6	0.06
<b>Plancher corps creux</b>	20+4	-	3.20
<b>Enduit de plâtre</b>	0.02	10	0.2
<b>Total</b>			<b>6.72</b>

<b>G =</b>	<b>6.72</b>	<b>(KN/m<sup>2</sup>)</b>
<b>Q =</b>	<b>1</b>	<b>(KN/m<sup>2</sup>)</b>

**B) Plancher étage courant :**

**Tab II.2** Poids propre du plancher étage courant

<b>Composants</b>	<b>Epaisseur(m)</b>	<b>Poids volumique (KN/m<sup>3</sup>)</b>	<b>Poids surfacique (KN/m<sup>2</sup>)</b>
<b>Carrelage</b>	0.02	22	0.44
<b>Mortier de pose</b>	0.02	20	0.40
<b>Lit de sable</b>	0.03	18	0.54
<b>Plancher corps creux</b>	20+4	-	3.20
<b>Enduit de plâtre</b>	0.02	10	0.2
<b>Murs simple cloison</b>	0.1	-	1.62
<b>Total</b>			<b>6.4</b>

<b>G =</b>	<b>6.4</b>	<b>(KN/m<sup>2</sup>)</b>
<b>Q =</b>	<b>1.5</b>	<b>(KN/m<sup>2</sup>)</b>

**C) Cloison extérieure à double paroi**

**Tab II.3** Poids propre du cloison à double paroi

<b>Composants</b>	<b>Epaisseur (m)</b>	<b>Poids volumique (KN/m<sup>3</sup>)</b>	<b>Poids surfacique (KN/m<sup>2</sup>)</b>
<b>Enduit en ciment</b>	0.02	0.18	0.36
<b>Brique creuse</b>	0.15	-	1.30
<b>Ame d'air</b>	0.05	-	-
<b>Brique creuse</b>	0.10	-	0.90
<b>Enduit en ciment</b>	0.02	0.18	0.36
<b>Total</b>			<b>2.92</b>

**D) Escalier :**

**a). Le palier :**

**Tab II.4** Poid propre du palier

<b>Matériaux</b>	<b>Epaisseur (m)</b>	<b>Poids volumique KN/m<sup>3</sup></b>	<b>Poids surfacique (KN/m<sup>2</sup>)</b>
<b>Carrelage</b>	0.02	22	0.44
<b>Mortier de pose</b>	0.02	20	0.40
<b>Lit de sable</b>	0.03	18	0.54
<b>Poids propre du palier</b>	0.15	25	3.75
<b>Enduit ciment</b>	0.02	18	0.36
<b>Total</b>			<b>5.4</b>

<b>G =</b>	<b>5.4</b>	<b>(KN/m<sup>2</sup>)</b>
<b>Q =</b>	<b>2.5</b>	<b>(KN/m<sup>2</sup>)</b>

**b). volée (paillasse) :**

**Tab II.5** Poid propre du volée

<b>Matériaux</b>	<b>Epaisseur (m)</b>	<b>Poids volumique KN/m<sup>3</sup></b>	<b>Poids surfacique (KN/m<sup>2</sup>)</b>
<b>Carrelage</b>	0.02	22	0.44
<b>Mortier de pose</b>	0.02	20	0.40
<b>Couche de sable</b>	0.03	18	0.54
<b>Poids propre des marches</b>	0.085	25	2.125
<b>Poids propre de la paillasse</b>	0.15/cos33.69	25	4.51
<b>Enduit ciment</b>	0.02	18	0.36
<b>Total</b>			<b>8.38</b>

G =	8.3	(KN/m <sup>2</sup> )
Q =	2.5	(KN/m <sup>2</sup> )

### II .3 Descend des charges

❖ **Loi de dégression des surcharges en fonction du nombre d'étage:**

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de **10%** jusqu'à **0,5%**.

Ce qui donne:

$$Q_0 + \frac{3+n}{2n}(Q_1+ Q_2 + \dots + Q_n)$$

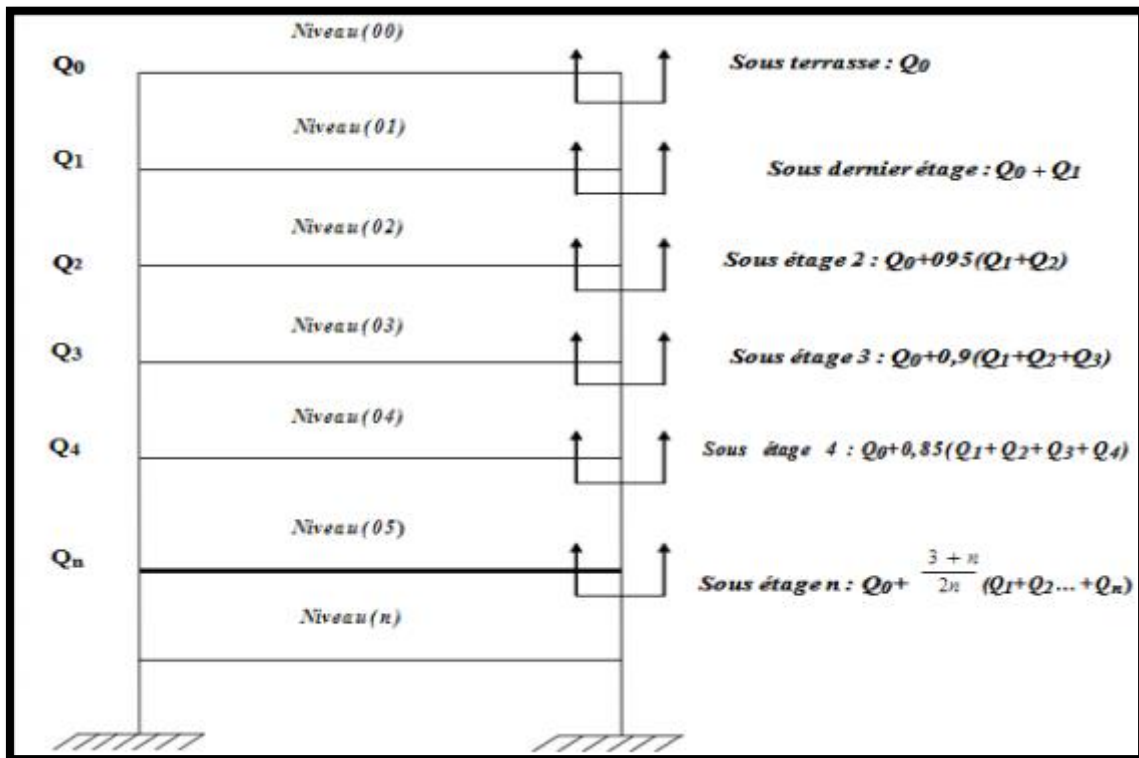


Fig II.4 La loi de dégression

Avec:

- ✓ **n** : Nombre d'étage.
- ✓ **Q<sub>0</sub>** : Charge d'exploitation sur la terrasse.
- ✓ **Q<sub>1</sub> + Q<sub>2</sub> + ..... + Q<sub>n</sub>** : Charges d'exploitation des planchers courants.

❖ **Pré-dimensionnement des poteaux:**

Les poteaux sont des éléments en béton armé dont la forme est généralement carrée, rectangulaire ou circulaire.

➤ **Principe:**

Les poteaux sont prédimensionnés en compression simple en choisissant les poteaux les plus sollicités de la structure. C'est-à-dire, un poteau carré, un poteau rectangulaire et un poteau circulaire.

Chaque type de poteau est affecté de la surface du plancher chargé lui revenant, et on utilisera un calcul basé sur la descent de charge.

➤ **Etapas de pré dimensionnement:**

- Calcul de la surface reprise par chaque poteau.
- Évaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau.
- La section du poteau est alors calculée aux états limite ultime (ELU) vis-à-vis de la compression simple du poteau.
- La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposée par le «RPA99 version 2003 »

❖ **Calcul de Nu**

A) **Poteau carré**

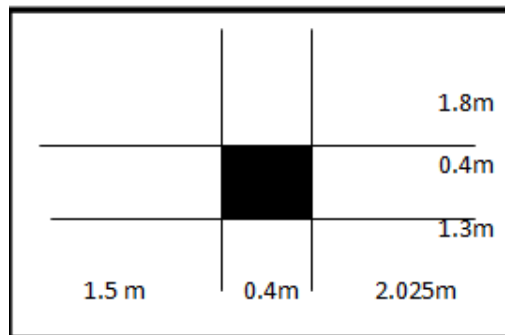


Fig II.5 Poteau carré

a. **Charges permanentes**

- Surface de la dalle  $(1.5+2.025)*(1.3+1.8) = 10.93m^2$
- Poutre principale  $(0.3*0.45*3.5)= 0.47m^3$
- Poutre secondaire  $(0.3*0.35)*3.93= 0.41m^3$

**Tab II.5** charges permanentes des étages, RDC et sous sol

Niveau	Element	G (KN)
Niveau 01 (Terrasse)	-Plancher terrasse(10.93*6.72) -Poutre principale(0.3*0.45*3.1*25) -Poutre secondaire(0.3*0.35*3.93*25) -Poid de poteau(0.4*0.4*25*3.6) Alors Venant N1	73.45 10.5 10.32 14.4  108.67
Niveau 02 (Etage courant 3)	-Venant N1 -Plancher étage courant(10.93*6.4) -Poutre principale(0.3*0.45*3.5*25) -Poutre secondaire(0.3*0.35*3.93*25) -Poid de poteau(0.4*0.4*25*3.6) Alors Venant N2	108.67 69.95 11.81 10.32 14.4  213.84
Niveau 03 (Etage courant 2)	-Venant N2 -Plancher étage courant(10.93*6.4) -Poutre principale(0.3*0.45*3.5*25) -Poutre secondaire(0.3*0.35*3.93*25) -Poid de poteau(0.4*0.4*25*3.6) Alors Venant N3	213.84 69.95 11.81 10.32 14.4  319.01
Niveau 04 (Etage courant 1)	-Venant N3 -Plancher étage courant(10.93*6.4) -Poutre principale(0.3*0.45*3.5*25) -Poutre secondaire(0.3*0.35*3.93*25) -Poid de poteau(0.4*0.4*25*3.6) Alors Venant N4	319.01 69.95 11.81 10.32 14.4  424.18
Niveau 05 (R.D.C)	-Venant N4 -Plancher étage courant(10.93*6.4) -Poutre principale(0.3*0.45*3.5*25) -Poutre secondaire(0.3*0.35*3.93*25) -Poid de poteau(0.4*0.4*25*3.6) Alors Venant N5	424.18 69.95 11.81 10.32 14.4  529.35

Niveau 06 (Sous sol)	- Venant N5	529.35
	- Plancher étage courant(10.93*6.4)	69.95
	- Poutre principale(0.3*0.45*3.5*25)	11.81
	- Poutre secondaire(0.3*0.35*3.93*25)	10.32
	- Poid de poteau(0.4*0.4*25*3.6)	14.4
	Alors Venant N6	634.53

**b. Charges d'exploitation**

**Loi de degression**

**Tab II.6** Application de loi de degression en poteau carré

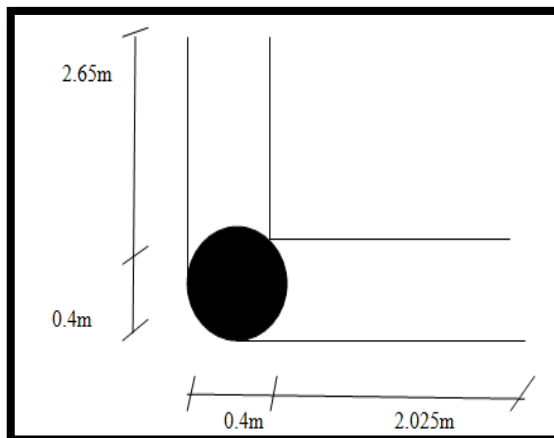
Niveau	Degression	Q	Q d'exploitation
N1	Q 0	1	10.93
N2	Q0 + Q1	3.5	38.26
N3	Q0+0.95(Q1+Q2)	5.7	62.85
N4	Q0+0.9(Q1+Q2+Q3)	7.75	84.71
N5	Q0+0.85(Q1+Q2+Q3+Q4)	9.95	103.84
N6	Q0+08(Q1+Q2+Q3+Q4+Q5)	11	120.23

- .La charge permanente totale **G=642.4 KN**
- La charge d'exploitation total **Q = 120.23 KN**

Tel que **Nu= 1.35G+1.5Q**

**Nu= 1 037.082KN**

**B) Poteau circulaire**



**Fig II.6** Poteau circulaire

**a. Charges permanentes**

- **Surface de la dalle**  $(2.65*2.025)= 5.37m^2$
- **Poutre principale**  $0.3*0.45*3.05= 0.41m^3$
- **Poutre secondaire**  $0.3*0.35*2.425= 0.25m^3$

**Tab II.7** charges permanentes des étages, RDC et sous sol

Niveau	Elemets	G/KN
N1	-Plancher terrasse (5.37*6.72)	36.09
	-Acrotère (2.425*3.05)*2.75	20.34
	-Poutre principale (0.3*0.45*3.05*25)	10.29
	-Poutre secondaire (0.3*0.35*2.425*25)	6.37
	-Poid propre du poteau (3.14*0.2*0.2*25*3.6)	11.30
	Alors venant N1	79.11
N2	-Venant N1	79.11
	-Plancher étage (5.37*6.4)	34.37
	-Poutre principale (0.3*0.45*3.05*25)	10.29
	-Poutre secondaire (0.3*0.35*2.425*25)	6.37
	-Poid propre du poteau (3.14*0.2*0.2*25*3.6)	11.30
	Venant N2	141.33
N3(etages + RDC)	-Venant N2	141.33
	-Plancher étage (5.37*6.4)	34.37
	-Poutre principale (0.3*0.45*3.05*25)	10.29
	-Poutre secondaire (0.3*0.35*2.425*25)	6.37
	-Poid propre du poteau (3.14*0.2*0.2*25*7.2)	22.61
	Venant N3	214.97
N4	-Venant N2	214.97
	-Plancher étage (5.37*6.4)	34.37
	-Poutre principale (0.3*0.45*3.05*25)	10.29
	-Poutre secondaire (0.3*0.35*2.425*25)	6.37
	-Poid propre du poteau (3.14*0.2*0.2*25*3.6)	11.30
	Venant N4	<b>277.3</b>

**b. Charges d'exploitation(Loi de degression )**

**Tab II.8** Application de loi de dégression en poteau circulaire

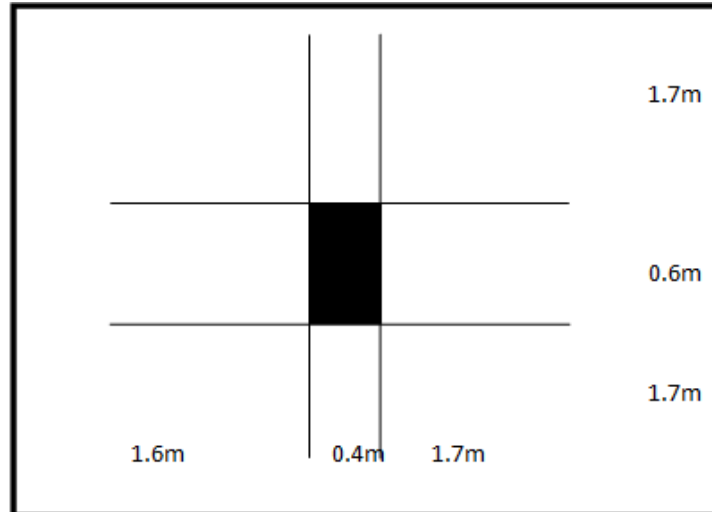
Niveau	Degression	Q	Q exploitation
N1	Q0	1	5.37
N2	Q0+Q1	3.5	18.8
N3	Q0+0.95(Q1+Q2)	5.7	30.88
N4	Q0+0.9(Q1+Q2+Q3)	7.75	<b>41.62</b>

- **La charge permanente total G= 277.3 KN**
- **La charge d'exploitation total Q= 41.62 KN**

Tel que  $Nu = 1.35G + 1.5Q$

$$Nu = 436.79KN$$

**C) Poteau rectangulaire**



**Fig II.7** Poteau rectangulaire

**a. Charges permanentes**

- **Surface de la dalle(terrasse)**  $(1.7+1.7)*(1.6+1.7) = 11.22 \text{ m}^2$
- **Surface du plancher étage courant**  $(1.6+1.7)*1.7 = 5.61 \text{ m}^2$
- **Poutre principal**  $0.3*0.45*4 = 0.54 \text{ m}^3$
- **Poutre secondaire**  $0.3*0.35*3.7 = 0.39 \text{ m}^3$

**Tab II.9** charges permanentes des étages, RDC et sous sol

<b>Niveau</b>	<b>Elements</b>	<b>G /KN</b>
N1	-Plancher terrasse 11.22*6.72 -Poutre principal 0.3*0.45*4*25 -Poutre secondaire 0.3*0.35*3.7*25 -Poid de poteau 0.4*0.6*7.2*25 Venant N1	75.40 13.5 9.71 43.2 141.81
N2	-Venant N1 -Plancher étage 5.61*6.4 -Poutre principal 0.3*0.45*4*25 -Poutre secondaire 0.3*0.35*3.7*25 -Poid de poteau 0.4*0.6*3.6*25 Venant N2	141.81 35.9 13.5 9.71 21.6 222.52
N3	-Venant N2 -Plancher étage 5.61*6.4 -Poutre principal 0.3*0.45*4*25 -Poutre secondaire 0.3*0.35*3.7*25 -Poid de poteau 0.4*0.6*3.6*25 Venant N3	222.52 35.9 13.5 9.71 21.6 303.23
N4	-Venant N3 -Plancher étage courant 11.22*6.4 -Poutre principal 0.3*0.45*4*25 -Poutre secondaire 0.3*0.35*3.7*25 -Poid de poteau 0.4*0.6*3.6*25 Venant N4	303.23 71.81 13.5 9.71 21.6 419.85
N5	-Venant N4 -Plancher étage courant 11.22*6.4 -Poutre principal 0.3*0.45*4*25 -Poutre secondaire 0.3*0.35*3.7*25 -Poid de poteau 0.4*0.6*3.6*25 Venant N5	419.85 71.81 13.5 9.71 21.6 <b>536.47</b>

**b. Charges d'exploitation(Loi de dégression)**

**Tab II.10** Application de loi de dégression en poteau rectangulaire

Niveau	Dégression	Q	Q d'exploitation
N1	Q0	1	11.22
N2	Q0+Q1	3.5	25.25
N3	Q0+0.95(Q1+Q2)	5.7	37.87
N4	Q0+0.9(Q1+Q2+Q3)	7.75	61.71
N5	Q0+0.85(Q1+Q2+Q3+Q4)	9.95	<b>82.75</b>

- La charge permanente total **G= 536.47 KN**
- La charge d'exploitaion total **Q= 82.75 KN**

Tel que  $N_u = 1.35G + 1.5Q$

$$N_u = 848,36 \text{ KN}$$

❖ **Vérifications des sections des poteaux**

Consédirant une section rectangulaire de dimensions **b\*h** tel que **b < h** , une section carré de dimensions **b\*h** avec **b=h** et une section circulaire de dimension **D**

$$\text{L'élancement } \lambda = \frac{L_f}{i}$$

Avec  $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

Tel que:

- I: moment d'inertie
- B: section du béton
- Lf: longueur de flanbement

Dans notre cas  $L_f = 0.7L_0$

**a. Conditions de calcul**

- **Pour les poteaux rectangulaire:**

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} \quad , \quad \lambda = \frac{L_f}{i} \quad , \quad B = b \cdot h \quad ; \quad B_r = (b-2)(h-2)$$

- Pour les poteaux circulaire:

$$I = \frac{\pi D^4}{64}, \quad \lambda = \frac{4Lf}{D}, \quad B = \frac{\pi D^2}{4}, \quad Br = \frac{\pi(D-2)^2}{4}$$

➤ Calcul de la section réduite du béton

$$Nu \leq \alpha * Br \left[ \left( \frac{f_{c28}}{0.2 * \gamma_b} \right) + \left( \frac{0.7 * f_e}{100 * \gamma_s} \right) \right]$$

**A:** la section d'acier minimal comprimé prise en compte dans le calcul

**Br:** la section réduite du poteau obtenu en déduisant de sa section réelle un centimètre d'épaisseur sur toutes son périphérique tel que :

- Poteau rectangulaire:  $Br = (b-0.02) * (h-0.02) \text{ m}^2$
- Poteau carré:  $Br = (b-0.02) * (h-0.02) \text{ m}^2$
- Poteau circulaire:  $Br = \frac{\pi(D-0.02)^2}{4} \text{ m}^2$

Et  $\gamma_s = 1.15$  et  $\gamma_b = 1.5$

**Nu:** l'effort normal ultime  $Nu = 1.35G + 1.5Q$

**α:** coefficient de réduction destiné à tenir compte à la fois des efforts de second ordre et de l'excentricité additionnelle

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} & \text{pour } \lambda < 50 \\ \alpha = 0.6 \left( \frac{50}{\lambda} \right) & \text{pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

**As:** section d'acier minimal

**f<sub>c28</sub>:** contrainte de compression du béton à 28 jours( en prend  $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$ )

**Fe:** contrainte limite élastique des aciers( en prend  $Fe = 400 \text{ Mpa}$ )

On a le pourcentage d'armature est de 1%

Tel que:  $\frac{As}{Br} = \frac{1}{100}$

Avec  $k = \begin{cases} 1.1: & \text{si plus de la moitié des charges est appliquée à } j < 90 \text{ jours} \\ 1.2: & \text{si la majeure des charges appliquées à 28 jours} \\ 1.1 & \text{dans les autres cas} \end{cases}$

On prend  $k=1.0$

Et  $\theta = \begin{cases} 1.0: & t > 24 \text{ heures} \\ 0.9: & 1 \text{ heure} < t < 24 \text{ heures} \\ 0.8: & t < 24 \text{ heures} \end{cases}$

On prend  $\theta=1.0$

**B:** coefficient qui dépend de l'élanement du poteau

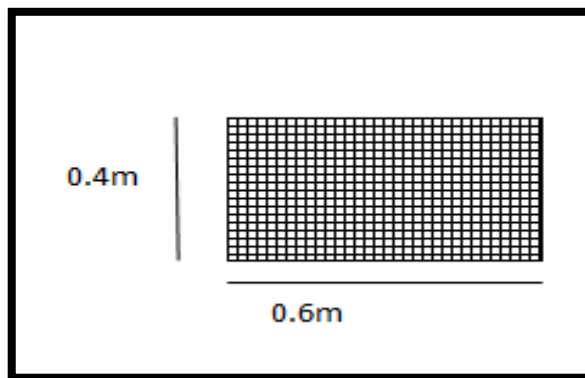
$$B=1+0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2$$

$\lambda$  : l'élanement du poteau considérée avec  $\lambda < 35$  pour que toutes les armatures participent à la résistance du poteau

On prend  $\lambda=35$  alors  $B=1.2$

❖ **Application numérique :**

a. **Poteau rectangulaire**



**Fig II.8** Dimension du poteau rectangulaire

▪  $\lambda = \frac{\sqrt{12} \cdot L_f}{h} = \frac{3.46 \cdot 0.7 \cdot 360}{60} \leq 50$

$\lambda = 14.53 < 50 \dots \dots \dots$  C.V

$$\alpha = \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{14.53}{35}\right)^2}$$

$$\alpha = 0.82$$

Si plus de la mortie des charges est appliquée à  $j < 90$  jours, on dévise sur 1.1

$$\alpha = \frac{0.82}{1.1} \quad \text{donc} \quad \alpha = 0.745$$

$$B = 60 * 40 = 2400 \text{ cm}^2$$

$$Br = (60-2) * (40-2) = 2204 \text{ cm}^2$$

$$\alpha Br \geq \frac{848.35}{0.745} \left[ \frac{1}{\frac{25}{0.9 * 1.5} + \frac{0.7 * 400}{100 * 1.15}} \right]$$

Alors  $Br = 54.35 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots CV$

Donc

**Tab II.11** Vérifications des dimation des poteaux

Poteau	$\lambda$	$\alpha$	$\alpha/1.1$	Br / cm <sup>2</sup>
<b>Rectangulaire</b>	14.53	0.82	0.745	54.35
<b>Carré</b>	21.8	0.788	0.716	69.79
<b>Circulaire</b>	25.2	0.769	0.699	91.05

# Chapitre III

## Etude des éléments secondaires

### III.1. Ferrailage d'escalier

L'escalier est une construction architecturale constituée d'une suite régulière de marche, les degrés permettant d'accéder à un autre en montant et descendant, avec le moins de fatigue possible.

#### A. Escalier sous sol

D'après le pré dimensionnement des escaliers on a les dimensions suivantes :

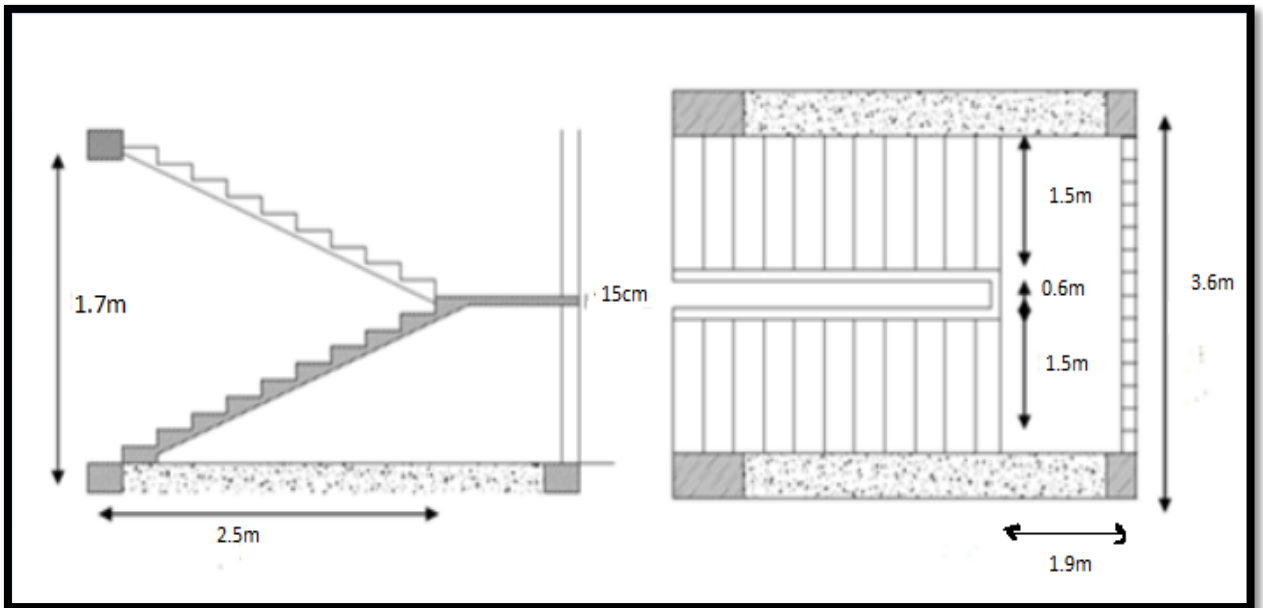


Fig III.1 Dimensions d'escalier 01

#### a. Combinaison d'action

ELU :  $q_u = 1.35G + 1.5Q$

ELS :  $q_s = G + Q$

Tab III.1 Sollicitations appliquées sur l'escalier

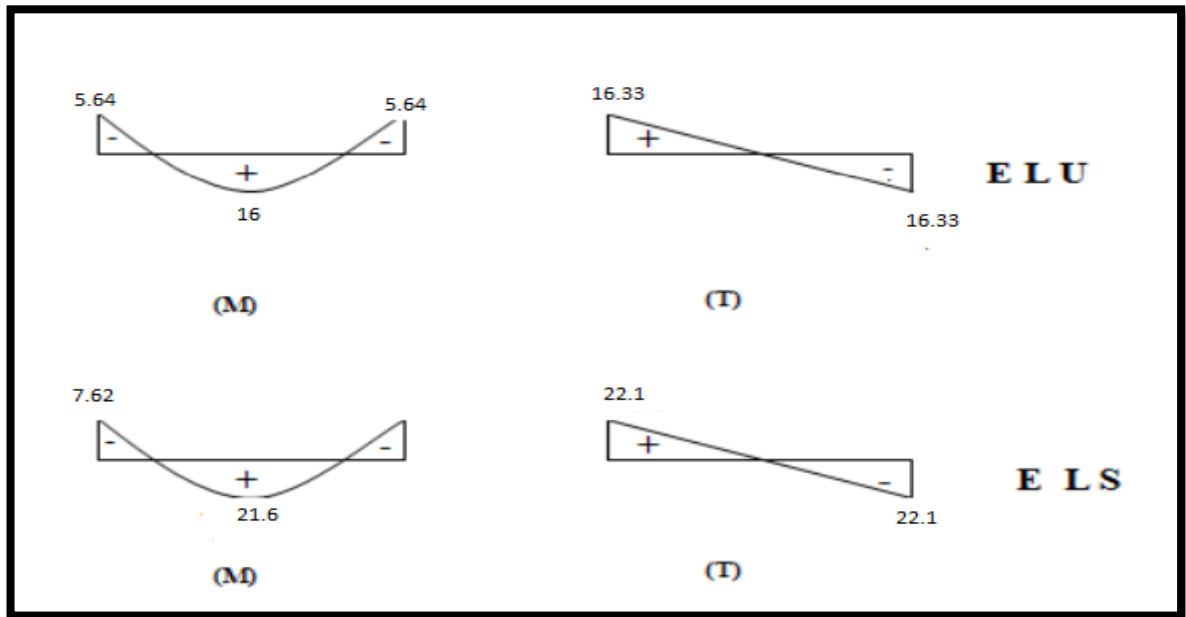
	G	Q	Qu	qs
Palier	5.4	2.5	11.04	7.9
volée	8.3	2.5	14.95	10.8

#### b. Calcul des sollicitations

- La charge équivalente :  $P_{eq} = \frac{P_1L_1 + P_2L_2}{L_1 + L_2}$
- Le moment isostatique :  $M_0 = P_{eq} L^2 / 8$
- L'effort tranchant :  $T_u = P_{eq} L / 2$

**Tab III.2** Moments appliquée sur l'escalier

	Peq	M0	Mt= 0.85M0	Ma=0.3M0	Tu
ELU	7.10	18.8	16	5.64	16.33
ELS	9.6	25.4	21.6	7.62	22.08



**Fig III.2** Diagrammes des moments et des efforts tranchants

**c. calcul de ferrailage**

Armatures longitudinales :  $\mu < \mu l \quad \dot{\lambda} = 0$  avec :  $\Rightarrow A = \frac{Mu}{\beta d \sigma_s}$

❖ **ELU**

$f_e = 400 \text{ MPa}$  ,  $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$  ,  $b \sigma = 14,2 \text{ MPa}$

$d = 17 - 3 = 14 \text{ cm}$  ,  $b = 1 \text{ m}$  ,  $b_0 = 1 \text{ m}$

$\mu l = 0.392$

avec

$$\mu = \frac{M^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} \quad \beta = (1 - 0,4 \alpha) \quad , \quad \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad A = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

**Tab III.3** Armatures d'escalier calculé à l'état limite ultime

	Mu	$\mu$	$\alpha$	$\beta$	Acal
Travée	16	0.057	0.073	0.970	3.38
Appuis	5.64	0.020	0.025	0.989	1.17

❖ **ELS :**

- La fissuration est considérée comme peut nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant  $\sigma_s$ .
- la vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \text{ avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

**Tab III.4.** Vérifications des résultats

	Mu	Mser	$\gamma$	fc28	$\alpha_{adm}$	condition
Travée	16000	21600	0.74	25	0.12	cv
Appuis	5640	7620	0.74	25	0.12	cv

❖ **condition de non fragilité : BAEL91 (art A.4.2,1)**

$$A^1_{min} = 0.23 b d f_{t28} / f_e$$

Avec

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28}$$

donc  $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$

$$A^1_{min} = 1.69 \text{ cm}^2$$

• **Pourcentage minimal : BAEL 91 (art B.6.4)**

$$A^2_{min} = 0.001 b e = 0.001 * 100 * 15$$

$$A^2_{min} = 1.5 \text{ cm}^2$$

Donc :  $A = \max (A_u ; A_{min})$

**Tab III.5.** Choix des armatures en travée et sur appuis

	Au	A1 min	A2min	Amax	Aadp
Travée	3.38	1.69	1.5	3.38	4.52=4ha12
Appuis	1.17	1.69	1.5	1.69	2.01=4HA8

- **les armatures de répartitions**

$$A=A_{adp}/4$$

**Tab III.6** Choix des armatures de répartition

	A1	AT	Aadop
Travée	4.52	1.13	1.51= 3HA8
Appuis	2.01	0.50	0.85= 3HA6

- **Espacement entre les armatures : BAEL91 (art A.8.2, 4.2)**

a) Armatures longitudinale :

$$St \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = \min(3 \cdot 15 ; 33\text{cm}) = \min(45 ; 33\text{cm})$$

$$\text{Appui : } St = \frac{100}{5} = 20\text{cm}$$

$$\text{Travée : } St = \frac{100}{5} = 20\text{cm}$$

b) Armatures répartition :

$$St \leq \min(4h; 45 \text{ cm}) = \min(4 \cdot 15 ; 45\text{cm}) = \min(45 ; 45\text{cm})$$

$$\text{Appui : } St = \frac{100}{3} = 33.33\text{cm}$$

$$\text{Travée : } St = \frac{100}{3} = 33.33 \text{ cm}$$

- **Vérification de l'effort tranchant :**

Cette vérification se fait selon la règle BAEL 91. (Art : 5.1.21), la fissuration est considéré comme peu préjudiciable

$$\tau = \min\left(\frac{0.2 f_c 28}{\delta b}, 4\text{MPa}\right) = \min(3.33; 4\text{MPa})$$

Alors  $\tau = 3.33\text{MPa}$

$$\tau_u = \frac{Vu}{b*d} / Vu = T_{max} = 22.1 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{22.1}{150*16} = 0.009 \text{Mpa}$$

Donc  $\tau_u = 0.009 < \tau = 22.1 \text{Mpa}$  ..... C.V

▪ Condition requise :

$$Vu \leq 0.267 * h * b * fc28 \quad \text{Avec } h=0.9d$$

Donc  $Vu = 22100 < 144180 \text{ N}$  .....C.V

$$Ap \geq \frac{1.15 * Vu}{fe} = \frac{1.15 * 22.1}{400}$$

$$Ap = 0.5 > 0.06 \text{ .....C.V}$$

Condition non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0.23 * ft28 * b * d}{fe} = \frac{0.23 * 2.1 * 150 * 16}{400}$$

Soit  $A_{min} = 2.89 \text{ cm}^2$

- En travée :  $As = 4.52 > A_{min} = 2.89 \text{ cm}^2$  .....C.V
- Sur appuis :  $As = 2.01 < A_{min} = 2.89 \text{ cm}^2$  .....C.N.V

Alors il est nécessaire d'adopter l'armature minimal comme une armature satisfaisante.

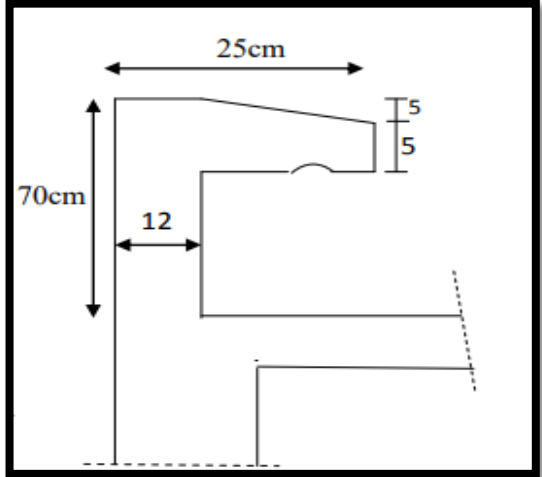
**III.2. Etude de l'acrotère**

Le rôle de l'acrotère est d'assurer la sécurité totale au niveau de la terrasse inaccessible et de protéger le gravier de la poussée du vent d'où sa forme.

**III.2.a. Surface**  $S = \frac{0.05 \cdot 0.2}{2} + (0.1 \cdot 0.2) + (0.5 \cdot 0.15)$

**Tab III.7** La géométrie d'acrotère

Géométrie	
La hauteur h	60 cm
L'épaisseur h0	15 cm
L'enrobage c	2 cm
La surface S	0.1 cm <sup>2</sup>
L'enrobage c=c'	2 cm



**Fig III. 3.** Schéma de l'acrotère

**Tab III.8.** Caractéristiques des matériaux en acrotère

Matériaux	
Béton de résistance <b>fc28</b>	25 MPa
Acier de limite élastique <b>feE</b>	400 Mpa

**III.2.b. Ferrailage**

L'acrotère est exposée aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable dans ce cas, le calcul se fait à l'ELU et à l'ELS.

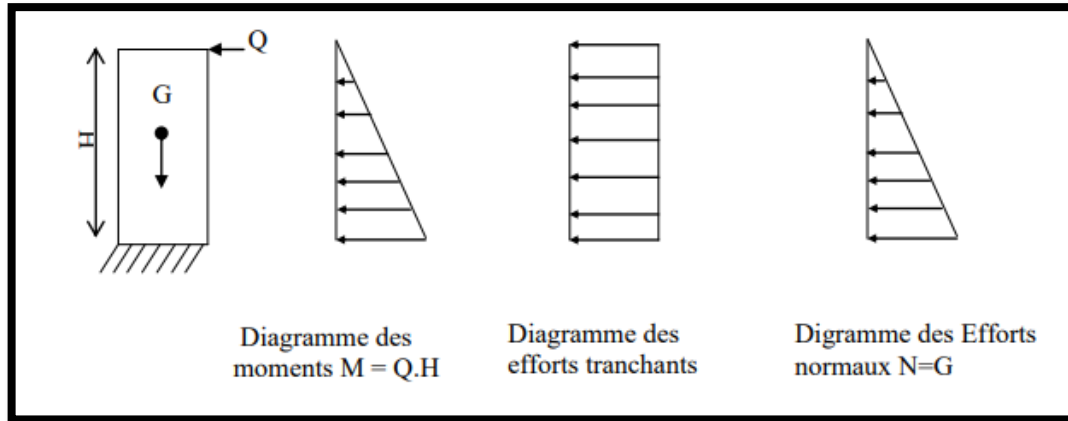


Fig III.4. Schéma statique et diagrammes des efforts

- Évaluations des charges :

- Poids propre de l'acrotère :  $G = 2,75 \text{ KN/ml}$

- Surcharge d'exploitation :  $Q = 1 \text{ KN/ml}$

- Détermination des sollicitations :

G : crée un :

Effort normal :  $N_G = G = 2,75 \text{ KN/ml}$

Moment :  $M_G = 0$

Q : crée un :

Effort normal :  $N_Q = 0$

Moment :  $M_Q = Q \times H = 1 \times 0,7 = 0,7 \text{ KN.m}$

- Combinaison des sollicitations (BAEL 91 Art A.3.2.2) :

ELU :

$N_U = 1,35 N_G + 1,5 N_Q$

$M_U = 1,35 M_G + 1,5 M_Q$

ELS :

$N_{ser} = N_G + N_Q$

$M_{ser} = M_G + M_Q$

**Tableau III-9:** Sollicitation dans l'acrotère

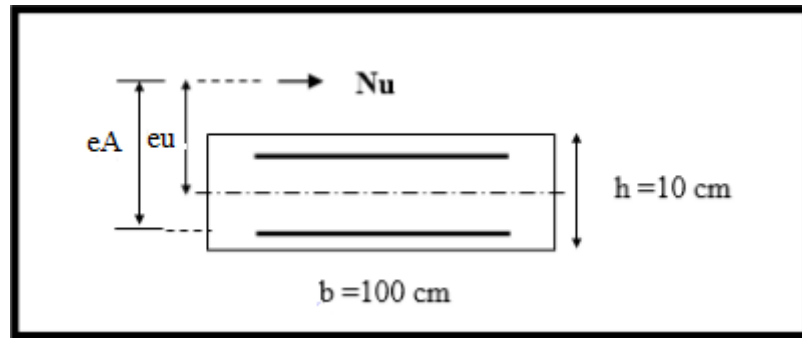
Combinaison	N(KN/ml)	M (KN.m)
<b>ELU</b>	3.71	1.05
<b>ELS</b>	2.75	0.7

- **Ferrailage de l'acrotère : ( Pratique de BAEL)**

Le calcul se fait sur une section rectangulaire de 1m de longueur en considérant qu'elle est sollicité en flexion composé avec:

**Tab.III.10** Caractéristiques géométriques et mécaniques.

fc28 (Mpa)	d(m)	fbu(Mpa)	fed (Mpa)	Fe(Mpa)	d' (m)
25	0.08	14.2	348	400	0.02



**Figure III.5** Section de l'acrotère soumise à la flexion composée.

- Calcul des armatures à L'ELU :
  - Calcul de l'excentricité :

$$eu = Mu / Nu = 1,05 / 3,71 = 0,28 \text{ m}$$

$$h / 2 - d' = 5 - 2 = 0,03 \text{ m}$$

Donc  $eu = 28 \text{ cm} > h / 2 - d' = 3 \text{ cm}$

**On a :**

$eu > h / 2 - d'$  , le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures et l'effort normal.

Elle sera donc calculer à la flexion simple sous l'effet de moment fictif  $M_f$  puis se ramener à la flexion composée

- **Calcul en flexion simple :**

Calcul du moment fictif «  $M_f$  » :  $M_f = N_u \times e_A$

$e_A$  : distance entre centre de pression et le centre de gravité de la section des armatures tendues.

$$e_A = e_u + h / 2 - d' = 0,28 + 0,03 = 0,31 \text{ m}$$

$$e_A = 31 \text{ cm} \quad M_f = 3,71 \times 0,31 = 1,15 \text{ KN. m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = 0.012$$

$$\mu_{lu} = [(3440 \cdot \gamma) + (49 \cdot F_c 28) - 3050] \cdot 10^{-4}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{1.05}{0.7} = 1.5$$

D'où :  $\mu_{lu} = 0,33$

$$\mu_{bu} = 0,012 < \mu_{lu} = 0,33 \text{ pas des armatures comprimées (A' = 0)}$$

Donc on utilise la méthode simplifiée (car :  $\mu_{bu} = 0,012 < 0,275$ )  $Z_b = d \cdot (1 - 0,6 \cdot \mu_{bu})$   $Z_b = 0,08 \cdot (1 - 0,6 \cdot 0,012) = 0,079 \text{ m}$

$$A_u = \frac{M_u}{Z_b \cdot F_{ed}} = \frac{1.15 \cdot 10^3}{0.079 \cdot 348} = 0.42 \text{ cm}^2$$

Donc  $A_u = 0.42 \text{ cm}^2$

- **Calcul en flexion composée (armatures réelles) :**

$$A_s = A_f - \frac{N_u}{F_{ed}} = 0.42 - \frac{3.71 \cdot 10^{-3}}{348} = 0.31 \text{ cm}^2$$

$A_s = 0.31 \text{ cm}^2$

- **Vérification à l'ELU :**

➤ Condition de non fragilité  $A \geq A_{min}$  (BAEL. Art 4.2)

$$A_{min} = \frac{0.23 \cdot f_t 28 \cdot b \cdot d}{F_e} * \frac{e_s - 0.45d}{e_s - 185d} \quad \text{avec } e_s = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 0.25 \text{ m}$$

Donc  $A_{min} = 0.89 \text{ cm}^2$

On remarque que :  $A_{min} = 0,89 \text{ cm}^2 > A_u = 0,42 \text{ cm}^2$

Donc le ferrailage se fera avec  $A_{min}$  Soit :

$A_s = 4HA8 = 2,01$  avec un espacement  $S_t = 20 \text{ cm}$

- **Armatures de répartition :**

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.502 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : 4HA8 (2,01 cm<sup>2</sup>) répartie sur 70 cm de hauteur avec un espacement St=20 cm.

- **Vérification au cisaillement (BAEL Art 7.4.3.1) :**

Il faut vérifier que  $\tau_{u \max} < \tau_{adm}$  tel que :

$$\tau_{adm} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.15 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \\ 4MPa \end{array} \right. = \left\{ \begin{array}{l} 2.5MPa \\ 4MPa \end{array} \right.$$

Alors  $\tau_{adm} = 2.5 > \tau_u = 0.019MPa \dots\dots\dots C.V$

Donc il ny pas de riSque de cisaillement et par consequent les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Vérification des contraintes à L'ELS :**

On doit vérifier :

- La contrainte dans le béton :  $\sigma_{bc} \leq \sigma_{bcadm}$
- La contrainte dans l'acier :  $\sigma_s < \sigma_{s adm}$

- **La contrainte de compression dans le béton (BAEL 91 Art 4.5.2) :**

**$\sigma_{bc adm} = 0.6f_{c28} = 25MPa$**

**$\sigma_{bc} = y * k$**

$$\text{avec } \left\{ \begin{array}{l} k = \frac{M_{ser}}{I} \\ I = \frac{b * h^3}{3} + \eta(A - y)^2 + \eta A'(y - d')^2 \end{array} \right.$$

$\eta = 15$

$$\frac{b * y^2}{2} + \eta(A + A')y - \eta(Ad + A'd) = 0 \dots\dots\dots(BAEL Art4.1)$$

Donc  $\left\{ \begin{array}{l} y = 1.92cm \\ I = 1350.47cm^4 \\ \sigma_{bc} = 0.99MPa \end{array} \right.$

$\sigma_{bc} = 0.99MPa < \sigma_{bc adm} = 15MPa \dots\dots\dots C.V$

Donc on n'a pas besoin d'armature dans la partie comprimée

➤ Vérification des contraintes max d'acier

$$\sigma_{s \text{ adm}} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3} f_e \\ 110 \sqrt{n * ft28} \end{array} \right\} = \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3} 400 \\ 110 \sqrt{1.6 * 2.1} \end{array} \right\} = \left\{ \begin{array}{l} 266.67 \\ 201.63 \end{array} \right.$$

Donc  $\sigma_{s \text{ adm}} = 202 \text{MPa}$

$$\sigma_s = \eta * k(d-y) = 15 * 51.83(8-1.92) = 47.27 \text{MPa}$$

Donc  $\sigma_s = 47.27 \text{MPa} < \sigma_{s \text{ adm}} = 202 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{C.V}$

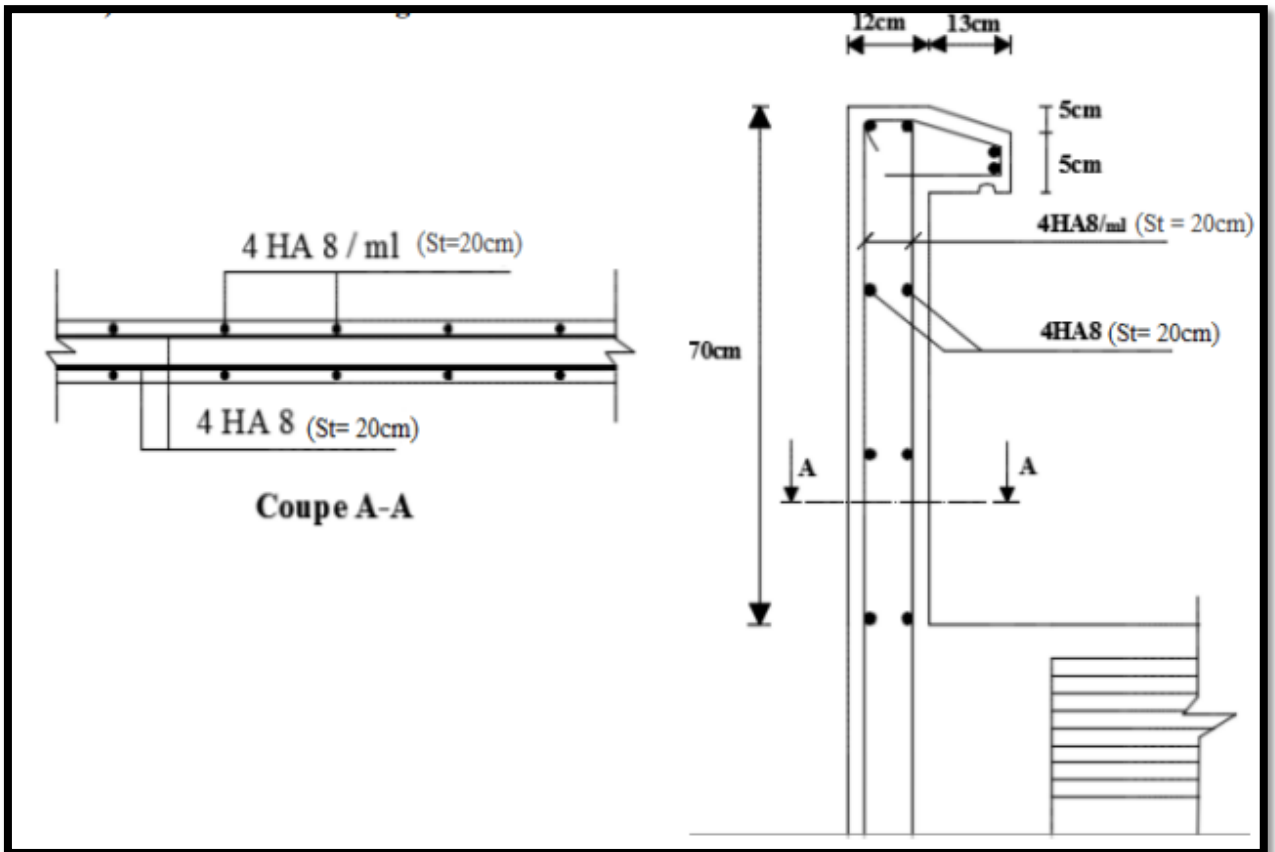


Fig III.6. Schéma de ferrailage d'acrotère

III.3.Ferrailage des Planchers:

Les planchers sont des éléments horizontaux plans, permettant la séparation entre les niveaux successifs, et déterminent les différents niveaux d'un bâtiment.

Dans cette étude, on a choisi des planchers en corps creux et d'épaisseur (20+4)cm constitué de:

- Nervures appelées poutrelles de section en T, elles assurent la fonction de portance ; La distance entre axes des poutrelles est de 65 cm.
- Remplissage en corps creux : sont utilisés comme coffrage perdu et comme isolant phonique, sa hauteur est de 16 cm.
- une dalle de compression en béton de 4 cm d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'armatures ayant pour but :
  - Limiter les risques de fissuration dus au retrait.
  - Résister aux efforts dus aux charges appliquées sur des surfaces réduites

Les Charges permanentes G et les surcharges d'exploitation Q sont regroupées dans le tableau ci-après :

Tableau III.12 : Chargement sur les planchers.

Plancher	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	$q_u=0,65(1,35G+1,5Q)$	$q_s=0,65(G+Q)$
Terrasse	6.72	1,00	6.87	5.02
Etage courant	6.4	1,5	7.08	5.14

III.3.1.Les méthodes de calcul :

A. Méthode forfaitaire :

➤ Domaine d'application :

La méthode forfaitaire est applicable au calcul des poutres, notamment aux nervures, des planchers à surcharges modérées à condition de vérifier ce qui suit :

- 1- La fissuration est considérée comme peu -préjudiciable.
- 2- L'absence de charge rapidement variable dans le temps et de position.
- 3- La surcharge d'exploitation est modérée c'est -à- dire :  $Q \leq \max \{2G ; 5 \text{ KN/m}^2\}$ .
- 4- Les rapports d'une portée sur les portées voisines sont compris entre 0,8 et 1,25.

Dans notre cas, la condition (3) est non vérifiée donc il faut utiliser la méthode de Caquot minoré.

➤ **Principe de la méthode forfaitaire:**

La méthode forfaitaire consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travée

$M_t$  et des moments sur appuis  $M_e$  et  $M_w$ . Si on note par:

- $M_0$  : la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison c'est dire dans la travée indépendante de même portée libre que la travée considérée et soumise aux mêmes charges) ;
- $M_w$  et  $M_e$  : Respectivement les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite ;
- $M_t$  le moment maximal en travée qui est pris en compte dans les calculs de la travée considérée ;

➤  $\alpha$  : le rapport entre les charges d'exploitations et la somme des charges permanentes

et charges d'exploitation  $\alpha = \frac{q}{q+g}$  ;

On prend pour les appuis une valeur absolue du moment au moins égale à :

- $0,6 M_0$  : dans les cas des appuis intermédiaire d'une poutre à deux travées ;
- $0,5 M_0$  : dans les cas des appuis voisins des rives d'une poutre à plus de trois travées ;
- $M_0$  : dans les cas des appuis intermédiaire d'une poutre à plus de trois travées.

Et pour les moments en travée une valeur au moins égale à :

- $M_t \geq \frac{(1+0,3\alpha)M_0}{2}$  (dans une travée intermédiaire) ;
- $M_t \geq \frac{(1,2+0,3\alpha)M_0}{2}$  (dans une travée de rive).

Tout en respectant la condition suivante :

$$\text{▪ } M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max \begin{cases} (1+0,3\alpha)M_0 \\ 1,05 M_0 \end{cases}$$

#### B. La méthode de CAQUOT :

Elle s'applique essentiellement aux planchers des constructions industrielles et également à des planchers à charge d'exploitation modérée.

➤ **Principe de la méthode :**

Cette méthode, due à « Albert Caquot », repose sur la méthode des trois moments, qu'elle simplifie et corrige pour tenir compte :

- De la variation du moment d'inertie efficace des sections transversales le long de la ligne moyenne, ce qui a pour effet de réduire les moments sur appuis et d'accroître les moments en travée ;
- De l'amortissement des effets du chargement des travées successives, qui est plus important que l'amortissement prévu par la continuité théorique, ce qui permet de limiter le nombre des travées recevant les charges d'exploitation.

➤ **Domaine d'application :**

Soit l'appui « i » d'une poutre continue, entourer par les deux travées Ouest (w) et Est (e) de longueurs respectives  $L_w$  et  $L_e$

- La charge répartie uniforme  $q_w$  et  $q_e$  ;
- Des charges concentrées  $P_w$  et  $P_e$  appliquées à des distances  $a_w$  et  $a_e$  de l'appui ;
- Les longueurs réduites de chaque travée  $L'$  :
  - $L' = L$  : Pour une travée de rive ;
  - $L' = 0,8.L$  : Pour une travée intermédiaire.

Alors on va déclarer la méthode forfaitaire.

❖ **Vérification des conditions de la méthode forfaitaire:**

- $Q \leq \max(2G; 5000\text{KN/m}^2) \Leftrightarrow Q = 1\text{KN/m}^2 \leq (2G = 13.44\text{KN/m}^2; 5\text{KN/m}^2) \dots\dots\text{CV} .$

-Les moments d'inertie constante .....CV ;

-La fissuration est considérée comme non préjudiciable.....CV ;

-Les rapports d'une portée sur les portées voisines sont compris entre 0,8 et 1,25.....CV.

**a. Les efforts tranchants :**

La valeur des efforts tranchants pour l'appui de gauche ( $T_w$ ) et pour l'appui de droite ( $T_e$ ) est donnée par les expressions suivantes :

$$\begin{cases} T_w = T_0 - (M_w - M_e) \\ T_e = -T_0 + (M_w - M_e)/L \end{cases}$$

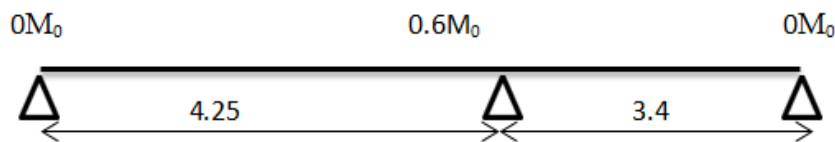
Avec :

$$T_0 = \frac{qL}{2} \Rightarrow \text{Destine l'effort tranchant et } L \text{ la longueur de portée considérée.}$$

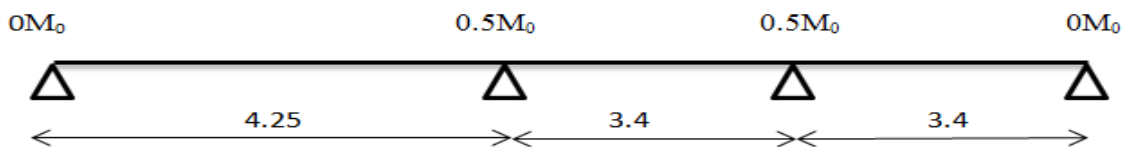
**b. Les différents types des nervures :**

Pour chaque appui intermédiaire, on retient la plus grand des valeurs absolue des moments fléchissant de référence ( $M_0$ ) calculée à gauche de l'appui concédé.

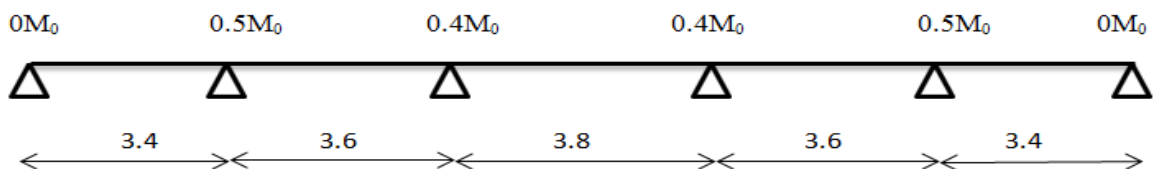
**Type 1** a deux travées:



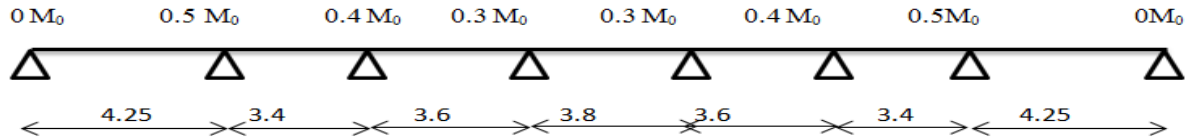
**Type 2** a trois travées:



**Type 3** a cinq travées:



**Type 4** plus de cinq travées:



**Figure III.6** Les différents types des nervures.

**c. Calcul des sollicitations :**

❖ **Plancher terrasse :**

**Tableau III.12 :** Sollicitation des plancher terrasse à l'ELU.

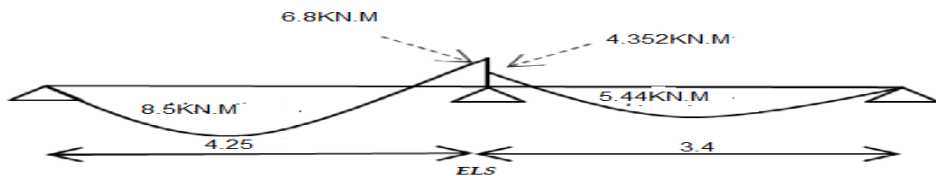
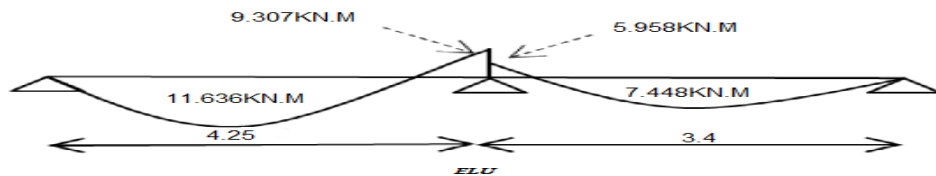
ELU									
Type	Travée	L(m)	$M_{0u}$ (KN.m)	$M_w$ (KN.m)	$M_e$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$T_0$ (KN)	$T_w$ (KN)	$T_e$ (KN)
<b>01</b>	<b>AB</b>	4.25	15.511	0	9.307	11.636	14.599	16.788	-16.788
	<b>BC</b>	3.4	9.93	5.958	0	7.448	11.679	9.927	-9.927
<b>02</b>	<b>AB</b>	4.25	15.511	0	7.756	12.912	14.599	16.424	-16.424
	<b>BC</b>	3.4	9.93	4.965	4.965	5.462	11.679	11.679	-11.679
	<b>CD</b>	3.4	9.93	4.965	0	7.944	11.679	10.219	-10.219
<b>03</b>	<b>AB</b>	3.4	9.93	0	4.965	7.945	11.679	13.139	-13.139
	<b>BC</b>	3.6	11.13	5.565	4.452	6.678	12.366	12.057	-12.057
	<b>CD</b>	3.8	12.4	4.96	4.96	8.06	13.053	13.053	-13.053
	<b>DE</b>	3.6	11.13	4.452	5.565	6.678	12.366	12.675	-12.675
	<b>EF</b>	3.4	9.93	4.965	0	7.945	11.679	10.219	-10.219
<b>04</b>	<b>AB</b>	4.25	15.511	0	7.756	12.409	14.599	16.424	-16.424
	<b>BC</b>	3.4	9.93	4.965	3.972	5.959	11.679	11.387	-11.387
	<b>CD</b>	3.6	11.13	4.452	3.339	7.791	12.366	12.057	-12.057
	<b>DE</b>	3.8	12.40	3.72	3.72	9.3	13.053	13.053	-13.053
	<b>EF</b>	3.6	11.13	3.339	4.452	7.791	12.366	12.675	-12.675
	<b>FG</b>	3.4	9.93	3.972	4.965	5.959	11.679	11.971	-11.971
	<b>GH</b>	4.25	15.511	7.756	0	12.409	14.599	12.774	-12.774

**Tableau III.13 :** Sollicitation des plancher terrasse à l'ELS.

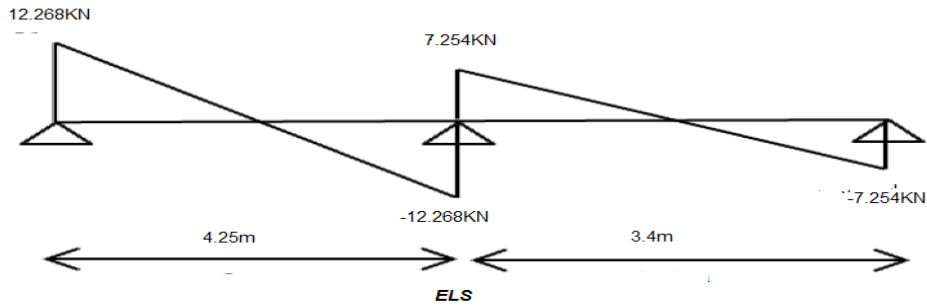
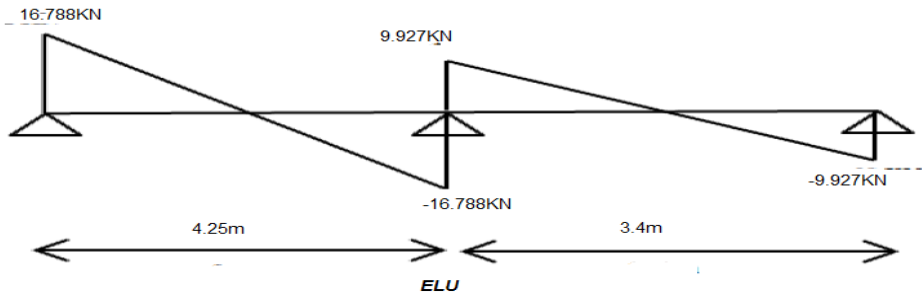
ELS									
Type	Travée	L(m)	M <sub>0u</sub> (KN.m)	M <sub>w</sub> (KN.m)	M <sub>e</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	T <sub>0</sub> (KN)	T <sub>w</sub> (KN)	T <sub>e</sub> (KN)
Type 01	AB	4.25	11.34	0	6.8	8.5	10.668	12.268	-12.268
	BC	3.4	7.254	4.352	0	5.44	8.534	7.254	-7.254
Type 02	AB	4.25	11.334	0	5.667	9.066	10.668	12.001	-12.001
	BC	3.4	7.254	3.627	3.627	3.99	8.534	8.534	-8.534
	CD	3.4	7.254	3.627	0	5.803	8.534	7.467	-7.467
Type 03	AB	3.4	7.254	0	3.627	5.803	8.534	9.6	-9.6
	BC	3.6	8.132	4.066	3.253	4.879	9.036	8.81	-8.81
	CD	3.8	9.061	3.624	3.624	5.89	9.538	9.538	-9.538
	DE	3.6	8.132	3.253	4.066	4.879	9.036	9.262	-9.262
	EF	3.4	7.254	3.627	0	5.803	8.534	7.467	-7.767
Type 04	AB	4.25	11.334	0	5.667	9.067	10.668	12.001	-12.001
	BC	3.4	7.254	3.625	2.9	4.35	8.534	8.321	-8.321
	CD	3.6	8.132	3.253	2.44	5.692	9.036	8.81	-8.81
	DE	3.8	9.061	2.178	2.178	7.336	9.538	9.538	-9.538
	EF	3.6	8.132	2.44	3.253	5.692	9.036	9.262	-9.262
	FG	3.4	7.254	2.9	3.625	4.35	8.534	8.747	-8.747
	GH	4.25	11.334	5.667	0	9.067	10.668	9.335	-9.335

➤ Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchantes :

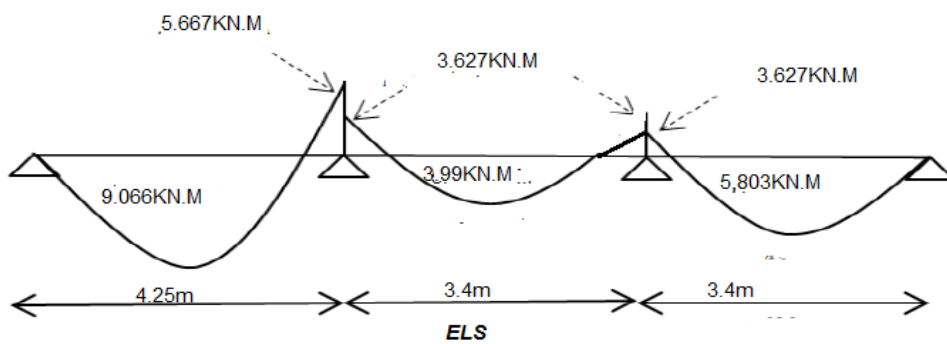
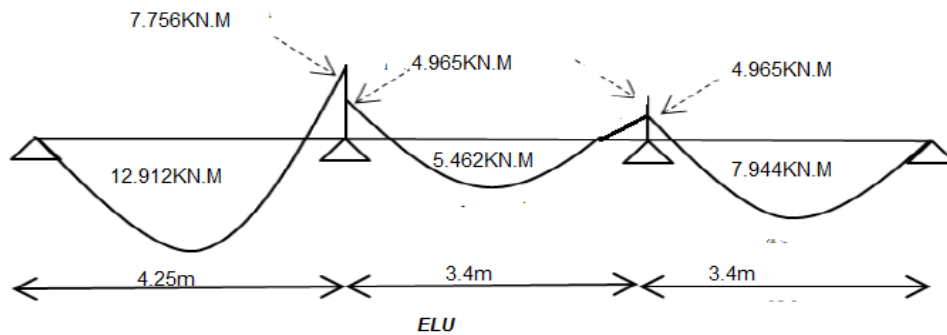
- Type 1 :



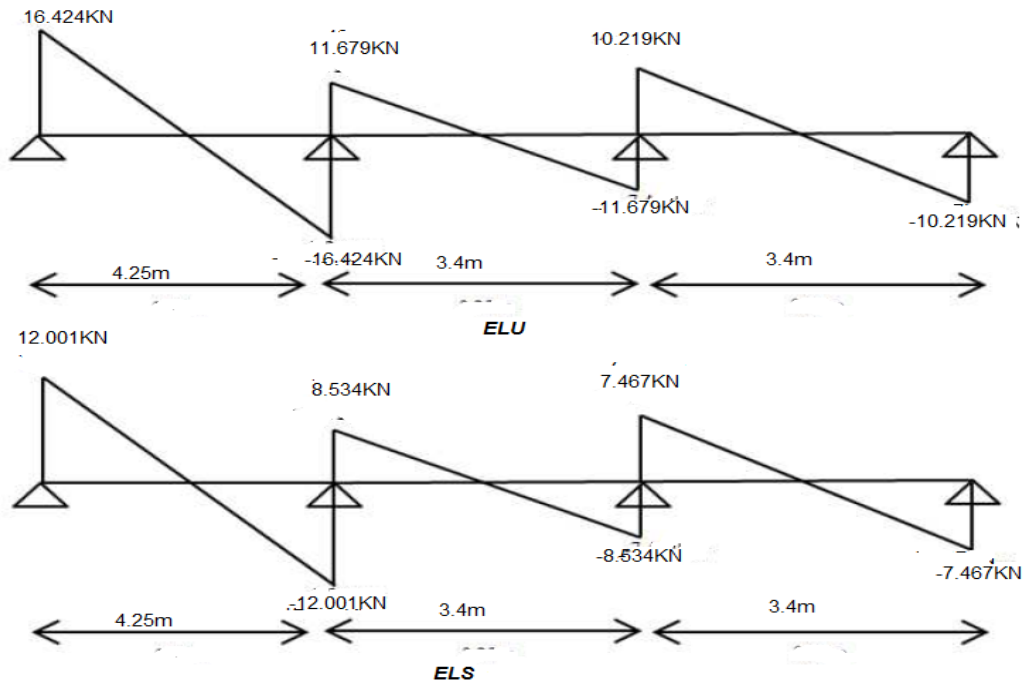
### Chapitre III : Ferrailage des éléments secondaire



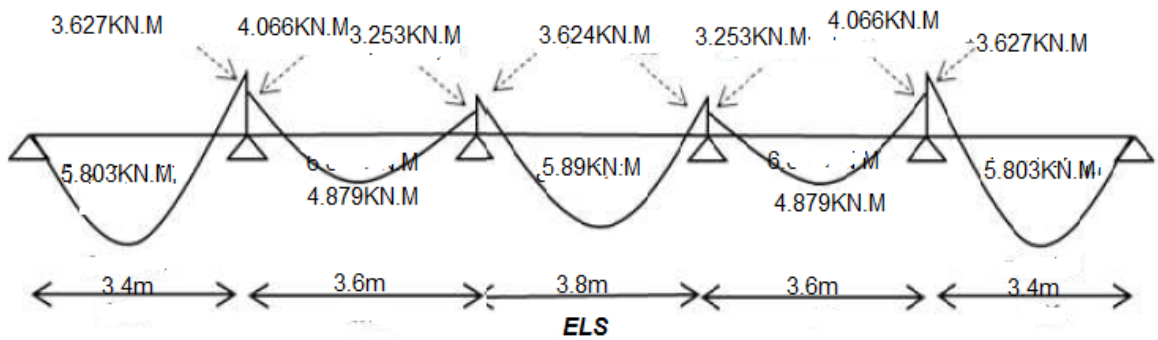
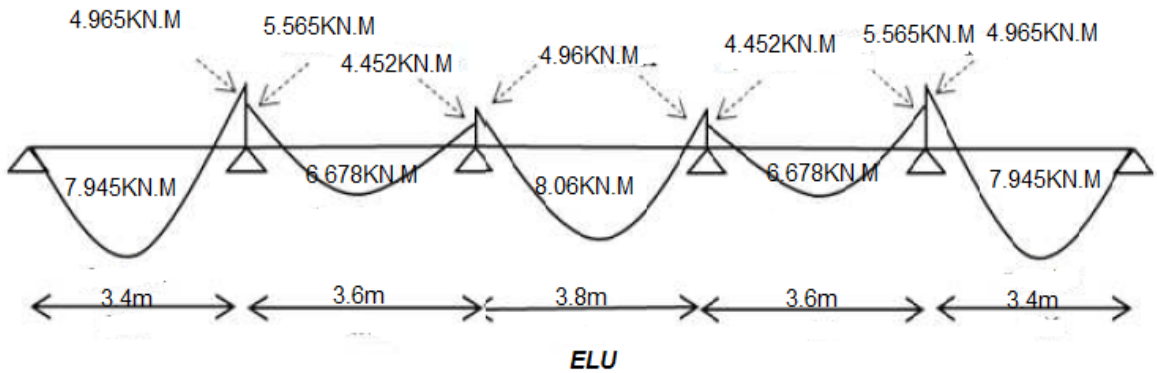
**Type2:**

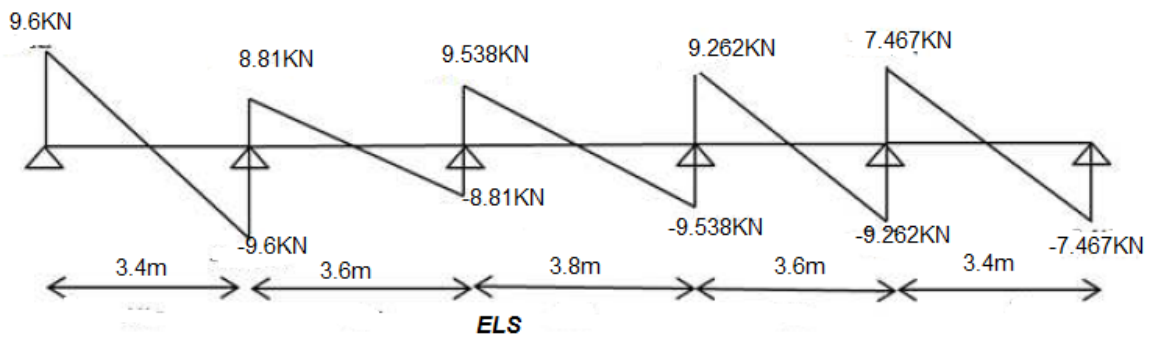
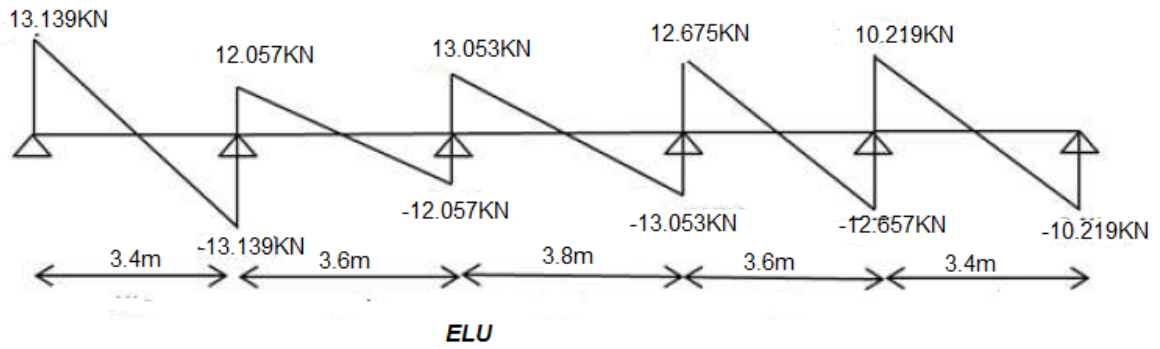


### Chapitre III : Ferrailage des éléments secondaire

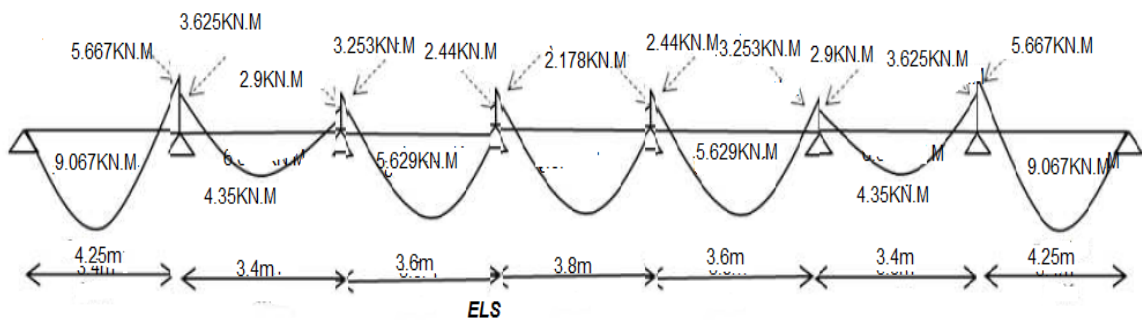
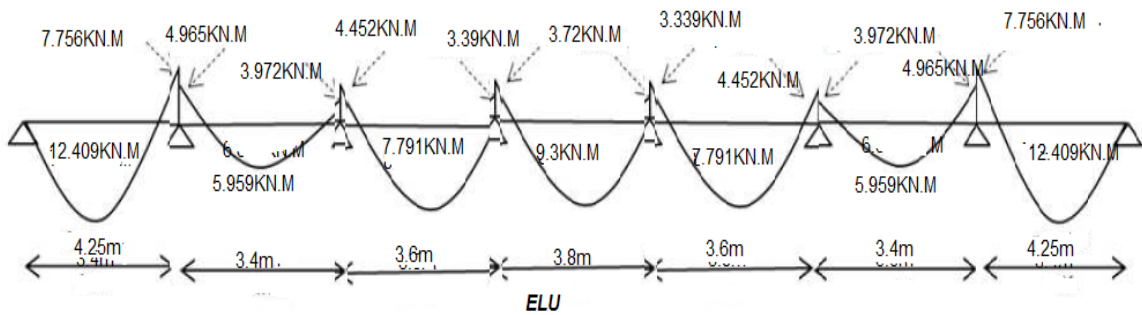


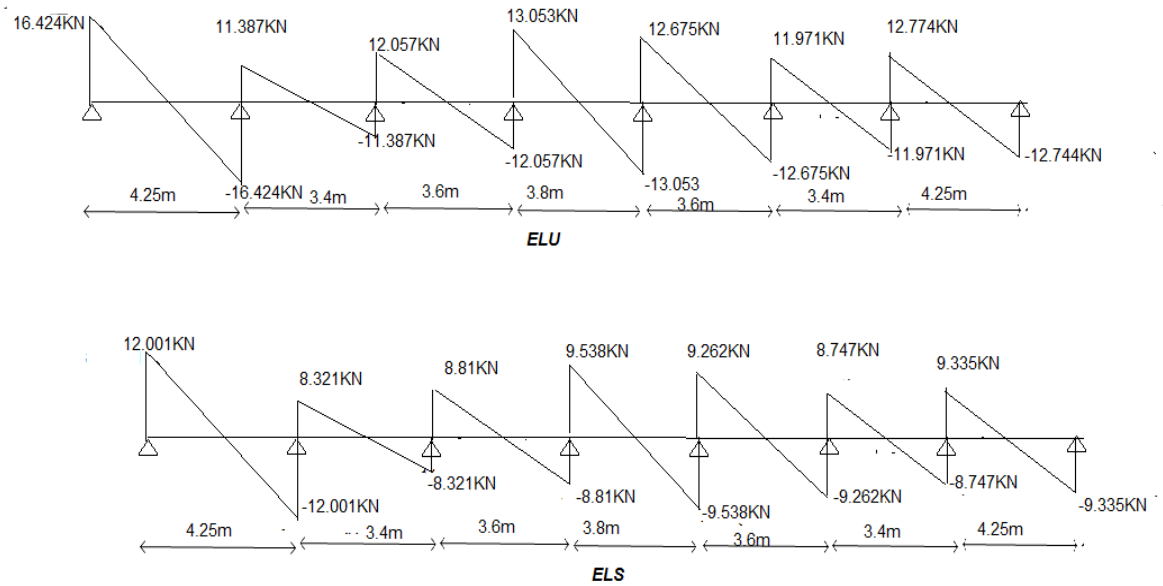
**Type3 :**





Type4 :





**Fig III.7** Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchants (terrasse).

❖ **Plancher étage courant :**

**Tableau III.14 :** Sollicitation des plancher étage courant à l'ELU

ELU									
Type	Travée	L(m)	M <sub>0u</sub> (KN.m)	M <sub>w</sub> (KN.m)	M <sub>e</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	T <sub>0</sub> (KN)	T <sub>w</sub> (KN)	T <sub>e</sub> (KN)
<b>Type 01</b>	<b>AB</b>	4.25	15.985	0	9.591	12.095	15.045	12.788	-12.788
	<b>BC</b>	3.4	10.231	6.139	0	7.742	12.036	10.23	-10.23
<b>Type 02</b>	<b>AB</b>	4.25	15.985	0	7.993	12.894	15.045	16.925	-16.925
	<b>BC</b>	3.4	10.231	5.116	5.116	5.695	12.036	12.036	-12.036
	<b>CD</b>	3.4	10.231	5.116	0	8.253	12.036	10.531	-10.531
<b>Type 03</b>	<b>AB</b>	3.4	10.231	0	5.116	8.253	12.036	13.541	-13.541
	<b>BC</b>	3.6	11.469	5.735	4.588	6.957	12.744	12.425	-12.425
	<b>CD</b>	3.8	12.671	5.068	5.068	8.321	13.452	13.452	-13.452
	<b>DE</b>	3.6	11.469	4.588	5.735	6.957	12.744	13.063	-13.063
<b>Type 04</b>	<b>EF</b>	3.4	10.231	5.116	0	8.253	12.036	10.531	-10.531
	<b>AB</b>	4.25	15.985	0	7.993	12.894	15.045	16.925	-16.925
	<b>BC</b>	3.4	10.231	5.116	4.092	6.207	12.036	11.735	-11.735
	<b>CD</b>	3.6	11.469	4.588	3.441	8.104	12.744	12.425	-12.425
	<b>DE</b>	3.8	12.671	3.801	3.801	9.558	13.452	13.452	-13.452

### Chapitre III : Ferrailage des éléments secondaire

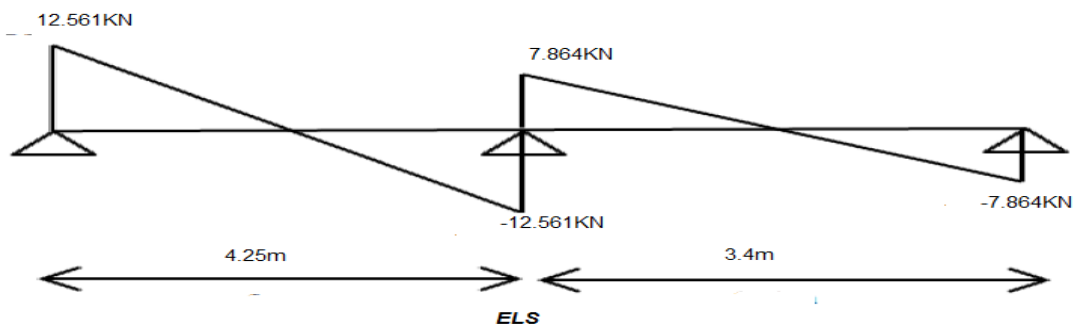
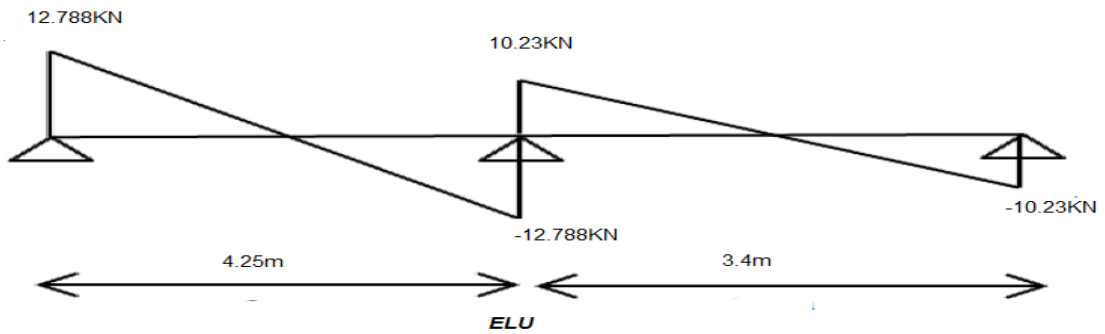
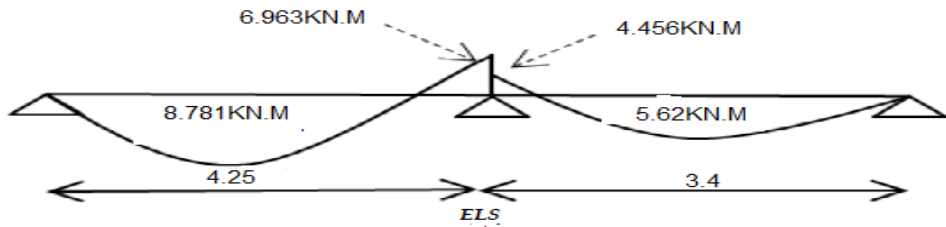
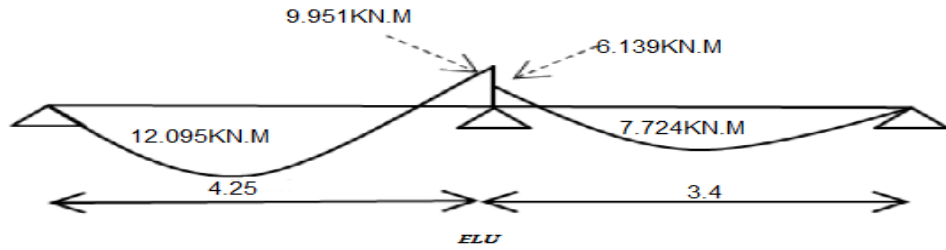
	<b>EF</b>	3.6	11.469	3.441	4.558	8.104	12.744	13.063	-13.063
	<b>FG</b>	3.4	10.231	4.092	5.116	6.207	12.036	12.337	-12.337
	<b>GH</b>	4.25	15.985	7.993	0	12.894	15.045	13.164	-13.164

**Tableau III.15** : Sollicitation des plancher étage courant à l'ELS.

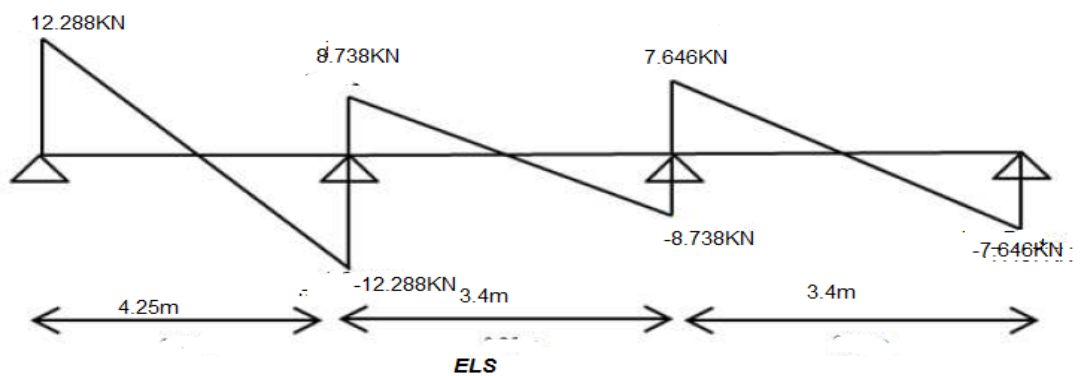
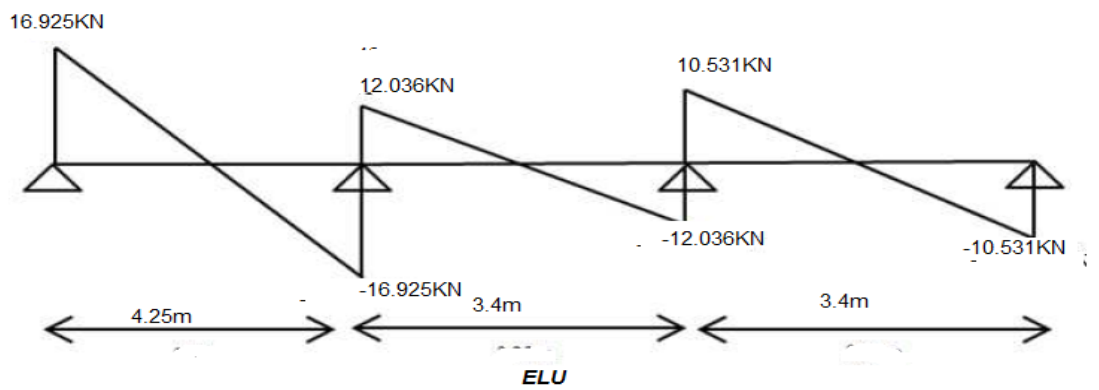
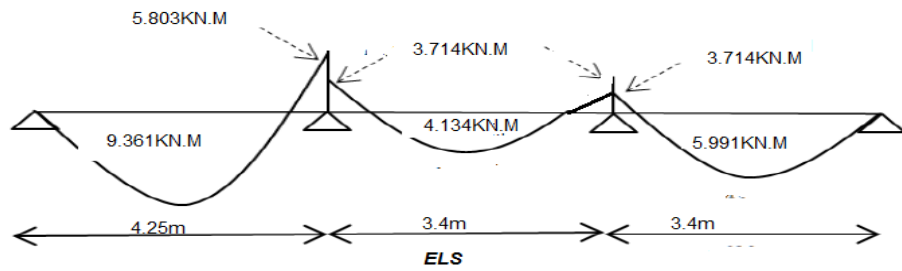
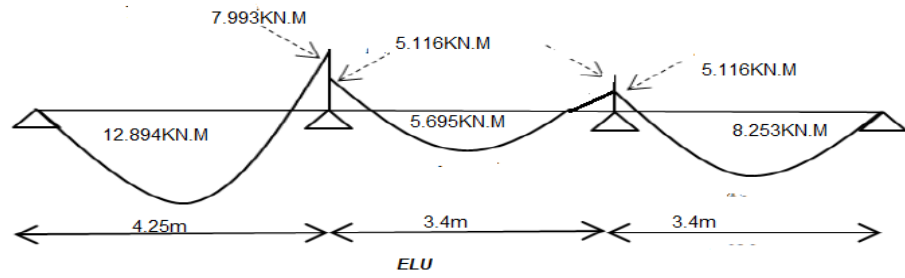
ELS									
Type	Travée	L(m)	M <sub>0u</sub> (KN.m)	M <sub>w</sub> (KN.m)	M <sub>e</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	T <sub>0</sub> (KN)	T <sub>w</sub> (KN)	T <sub>e</sub> (KN)
<b>01</b>	<b>AB</b>	4.25	11.605	0	6.963	8.781	10.923	12.561	-12.561
	<b>BC</b>	3.4	7.427	4.456	0	5.62	8.738	7.864	-7.864
<b>02</b>	<b>AB</b>	4.25	11.605	0	5.803	9.361	10.923	12.288	-12.288
	<b>BC</b>	3.4	7.427	3.714	3.714	4.134	8.738	8.738	-8.738
	<b>CD</b>	3.4	7.427	3.714	0	5.991	8.738	7.646	-7.646
<b>03</b>	<b>AB</b>	3.4	7.427	0	3.714	5.991	8.738	9.83	-9.83
	<b>BC</b>	3.6	8.327	4.164	3.331	5.031	9.252	9.021	-9.021
	<b>CD</b>	3.8	9.278	3.711	3.711	6.093	9.776	9.776	-9.776
	<b>DE</b>	3.6	8.327	3.331	4.164	5.031	9.252	9.483	-9.483
	<b>EF</b>	3.4	7.427	3.714	0	5.991	8.738	7.646	-7.646
<b>04</b>	<b>AB</b>	4.25	11.605	0	5.803	9.361	10.923	12.288	-12.288
	<b>BC</b>	3.4	7.427	3.714	2.971	4.505	8.738	8.52	-8.52
	<b>CD</b>	3.6	8.327	3.331	2.498	5.864	9.252	9.021	-9.021
	<b>DE</b>	3.8	9.278	2.783	2.783	7.021	9.776	9.766	-9.766
	<b>EF</b>	3.6	8.327	2.498	3.331	5.864	9.252	9.483	-9.483
	<b>FG</b>	3.4	7.427	2.971	3.714	4.505	8.738	8.957	-8.957
	<b>GH</b>	4.25	11.605	5.803	0	9.361	10.923	9.558	-9.558

❖ Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchants :

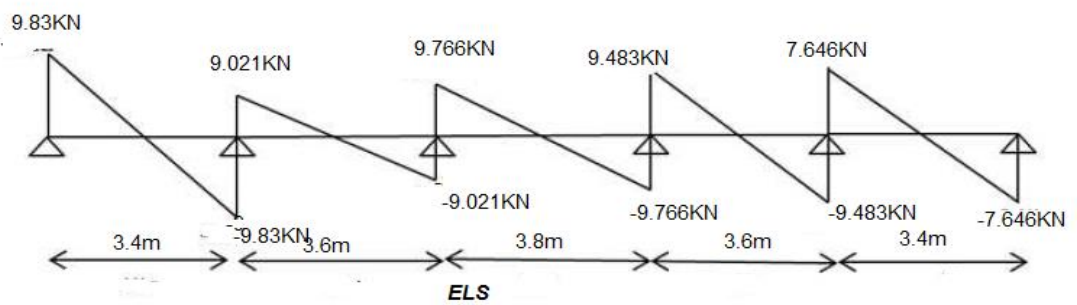
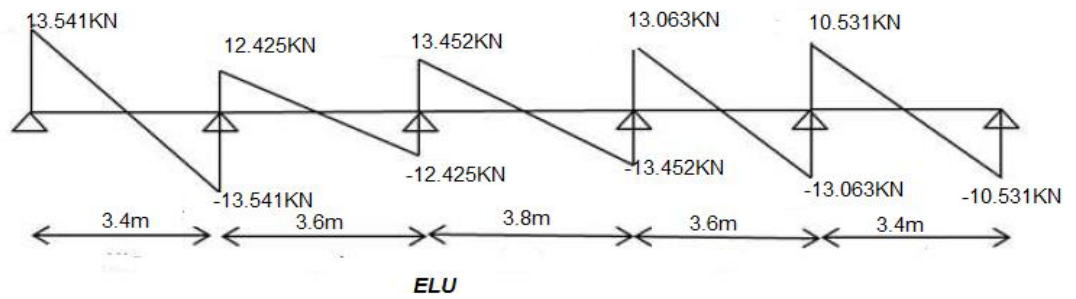
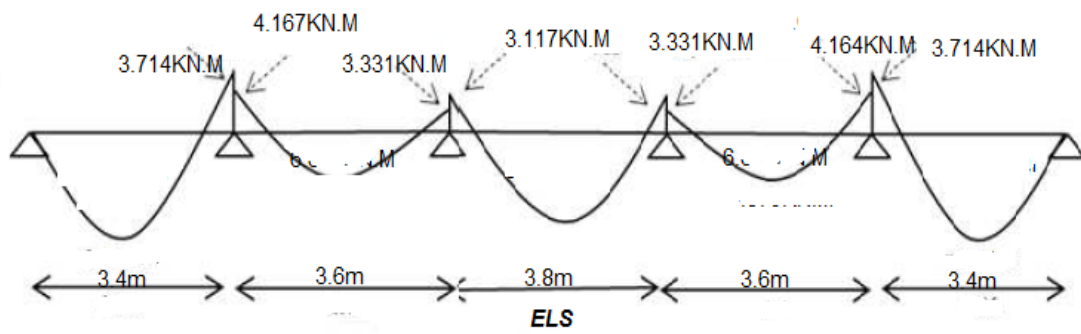
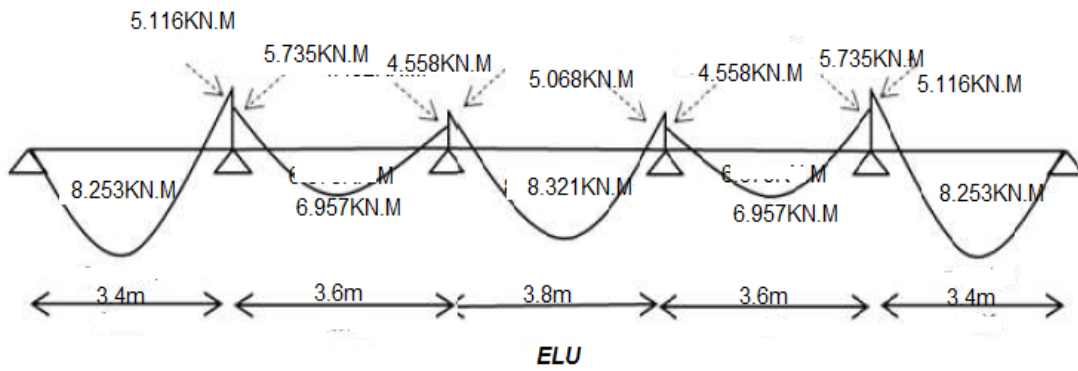
• Type 1 :



• Type 2 :



• Type 3 :



• Type 4 :

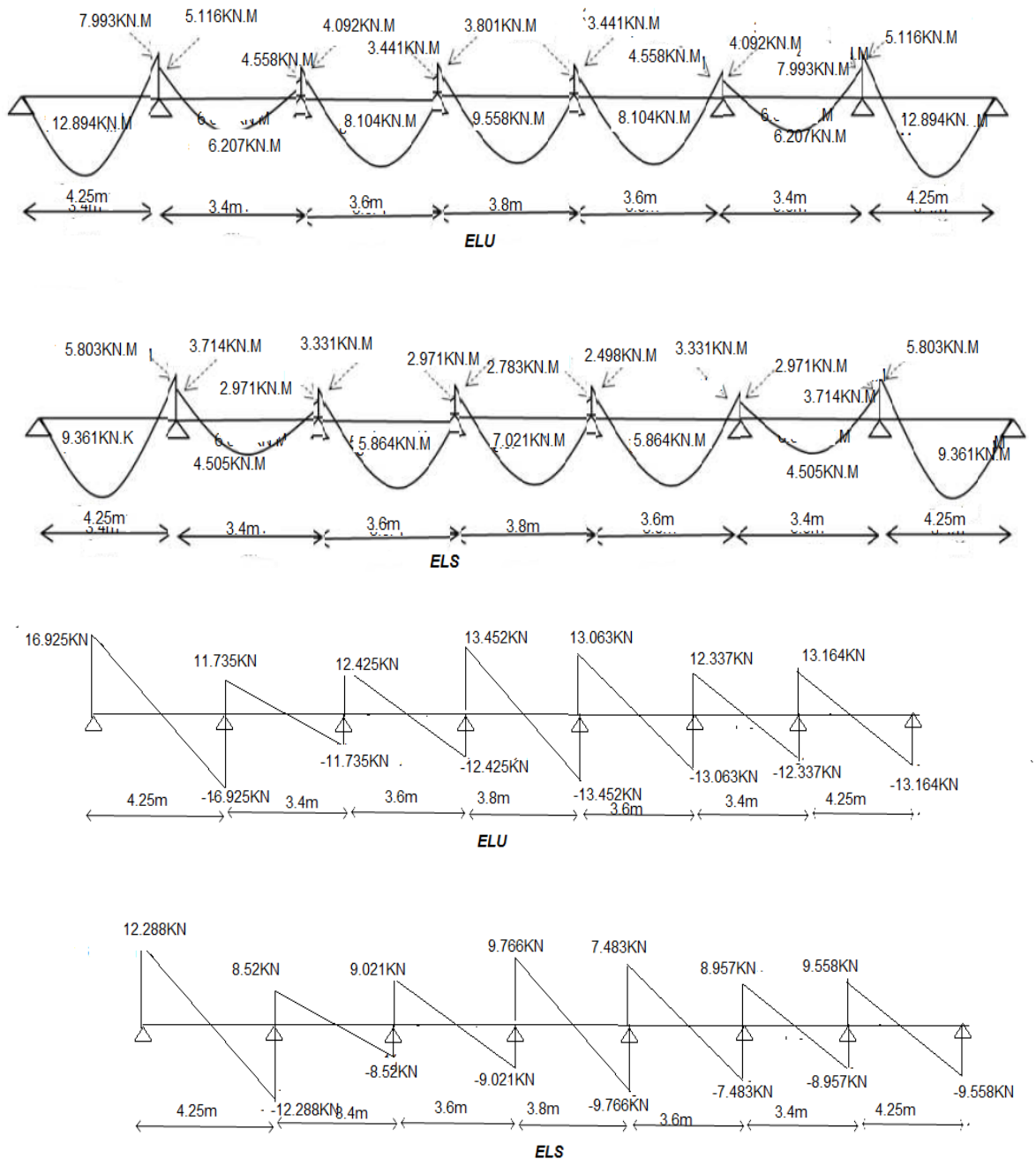


Fig III.8 Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchants (étage courant).

III.3.2 Calcul du ferrailage :

Comme les efforts des différent type de dispositions des poutrelles sont proches les uns aux autres, alors le ferrailage se fait selon les efforts des poutrelles les plus sollicitées.

On a:

• **Plancher terrasse :**

ELU:  $M_t^{\max} = 12.912\text{KN.m}$ ,  $M_{\text{app}}^{\max} = 9.307\text{KN.m}$ ,  $T_u^{\max} = 16.788\text{KN}$ .

ELS :  $M_t^{\max} = 9.067\text{KN.m}$ ,  $M_{\text{app}}^{\max} = 6.8\text{KN.m}$ .

• **Plancher étage courant:**

ELU:  $M_t^{\max} = 12.894\text{KN.m}$ ,  $M_{\text{app}}^{\max} = 9.951\text{KN.m}$ ,  $T_u^{\max} = 15.045\text{KN}$ .

ELS :  $M_t^{\max} = 9.361\text{KN.m}$ ,  $M_{\text{app}}^{\max} = 6.963\text{KN.m}$

❖ **Plancher terrasse:**

➤ **Armatures longitudinal :**

Le ferrailage est calculé en flexion simple :

-Pour le moment positif (en travée) la section transversale de calcul sera la section en **T**.

-Pour le moment négatif (aux appuis) la section transversale de calcul sera la section rectangulaire dont les dimensions sont mentionnées ci-dessous:

$b = 65\text{cm}$ ,  $b_0 = 12\text{cm}$ ,  $d = 22\text{cm}$ ,  $h_0 = 4\text{cm}$ ,  $h = 24\text{cm}$

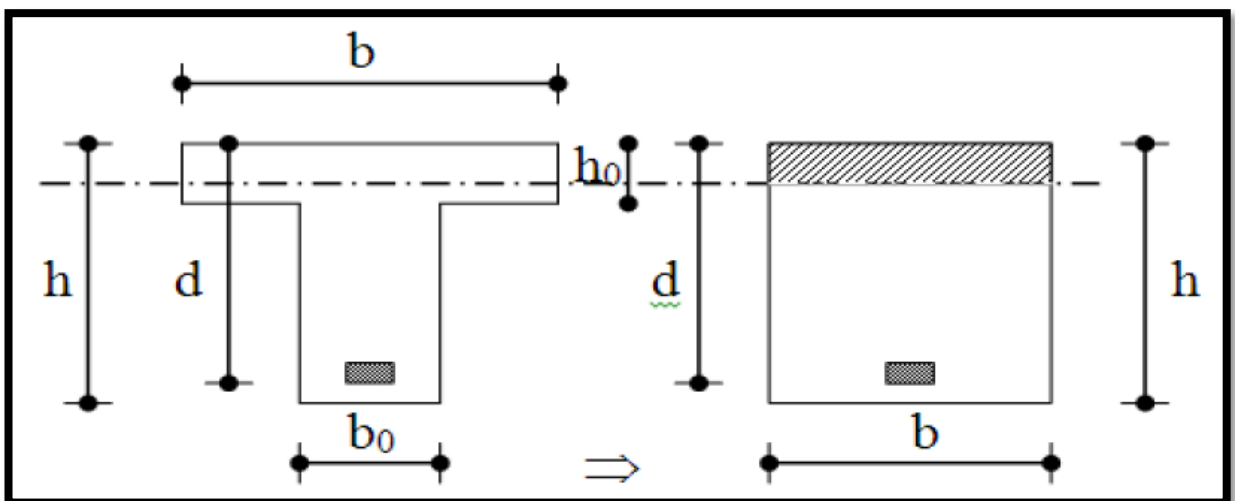


Fig III.9 Dimensions des parties du plancher

- **En travée :**

ELU:  $M_t = 12.912 \text{KN. m};$

ELS:  $M_t = 9.067 \text{KN. m}.$

- **Calcul du moment ultime dans la table :**

$$M_{tu} = b * h_0 \left( d - \frac{h_0}{2} \right) f_{bu};$$

$$M_{tu} = 65 \times 4 \left( 22 - \frac{4}{2} \right) 14,2 = 73,843 \text{KN. m};$$

$$M_{tu} = 73,843 \text{KN. m} > M_{t \max} = 12.912 \text{KN. m}.$$

L'axe neutre se trouve à l'intérieur de la table de compression, donc la section sera considérée comme une section rectangulaire.

$$\mu = \frac{M_{tu}}{b \times d^2 \times \delta_{bc}} = \frac{12.912 \times 10^3}{65 \times (22)^2 \times 14,2} = 0,029$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = 1,42 \Rightarrow \mu_{lu} = 0,392$$

$$\mu = 0,029 < \mu_{lu} = 0,392 \Rightarrow (\text{pas d'armature comprimée}) \text{ donc: } (A' = 0);$$

$$\alpha_u = 0,036$$

$$Z = 21,99$$

$$\alpha_u = 0,036 < 0,259 : \text{L'ELU est atteint en pivot A} \begin{cases} \varepsilon_{bc} = 3.5\% \\ \varepsilon_s = 10\% \end{cases}$$

$$\delta_s = \delta_{su} = 348 \text{Mpa}.$$

- **La section d'acier tendue :**

$$A_{st} = \frac{M_{tu}}{z. \delta_s} = \frac{12.912 \times 10^3}{21,99 \times 348} = 1.69 \text{cm}^2$$

On adopt:  $A = 3T10 = 2.35 \text{cm}^2.$

- **Condition de non fragilité:**

$$A_s \geq \frac{0,23.b.d.f_{t28}}{f_e} = 1,72 \text{cm}^2 ;$$

Donc:  $A_u = \max\{A_{\min}, A_{su}\} = 2.35\text{cm}^2$  ;

$A_u = 3T10 = 2.35\text{cm}^2$ .

➤ **Vérification à l'ELS:**(BAEL91 V 2003)

$M_{t,s} = 9.307 \text{ KN. m}$ ;

La fissuration est considérée comme très préjudiciable ;

• **Position de l'axe neutre (A'=0) :**

$$\frac{b}{2} y_{ser}^2 + 15(A' + A)y_{ser} - 15(A'_c + Ad) = 0;$$

Et on à :  $A'=0$

$$\frac{b}{2} y_{ser}^2 + 15Ay_{ser} - 15Ad = 0;$$

$$\frac{65}{2} y^2 + 15(2.35)y - 15(2.35)(22) = 0;$$

$$\Delta = b^2 - 4ac \Rightarrow \Delta = 408230.25 \Leftrightarrow \sqrt{\Delta} = 638.93;$$

$$y_1 = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a} = 4.37\text{cm}$$

-Le moment d'inertie de la section homogène par rapport l'axe neutre s'écrit :

$$I = \frac{b.y^3}{3} + 15[A(d - y_1)^2 + A'(y_1 - d)^2] / A'=0 ;$$

$I = 12764.45\text{cm}^4$ .

• **Verification des contraintes:**

-**Contraintes maximales de compression de béton:**  $\delta_{bc} \leq \overline{\delta}_{bc}$  (A.4.5.2 du BAEL)

$$\overline{\delta}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{Mpa};$$

$$\delta_{bc} = \frac{y_c.M_{ser}}{I} = \frac{9.067 \times 4.37 \times 10^3}{12764.45} = 3.10\text{Mpa};$$

$\delta_{bc} = 3.10\text{Mpa} < \overline{\delta}_{bc} = 15\text{Mpa} \dots\dots\dots \text{CV.}$

- **Contraint maximale de traction des aciers :  $\delta_s \leq \bar{\delta}_s$  (A.4.5.3 du BAEL)**

$$\bar{\delta}_s = \min\left[\frac{2}{3} F_e E, \max\left[90 \sqrt{nf_{tj}}, \frac{f_c}{2}\right]\right] = 347,82 \text{ Mpa};$$

$$\delta_s = 15 \frac{M_s}{I} (d - y_1) = 187,84 \text{ Mpa};$$

$$\delta_s = 187,84 \text{ Mpa} < \bar{\delta}_s = 347,82 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

- **Sur appui :**

$$\mu = \frac{M_{au}}{b \times d^2 \times \delta_{bc}} = \frac{9,307 \times 10^3}{12 \times (22)^2 \times 14,2} = 0,113;$$

$$\mu = 0,113 < \mu_{lu} = 0,395 \Rightarrow (\text{Pas d'armature comprimée}) \text{ donc : } (A' = 0) ;$$

$$\alpha_u = 0,15$$

$$Z = 20,68 \text{ cm} ;$$

- **La section d'acier comprimée :**

$$A_{st} = \frac{M_{au}}{z \cdot \delta_s} = \frac{9,307 \times 10^3}{20,68 \times 348} = 1,29 \text{ cm}^2;$$

$$\text{On adopt: } A = 1\text{T10} + 1\text{T12} = 1,91 \text{ cm}^2.$$

- **Condition de non fragilité:**

$$A_s \geq \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = 0,32 \text{ cm}^2;$$

$$\text{Donc: } A_u = \max\{A_{\min}, A_u\} = 1,91 \text{ cm}^2;$$

$$A_u == 1\text{T10} + 1\text{T12} = 1,91 \text{ cm}^2$$

- **Vérification à l'ELS: (BAEL91 V 2003)**

$$M_{a,s} = 6,8 \text{ KN.m}$$

-La fissuration est considérée comme très préjudiciable ;

- **Position de l'axe neutre ( $A'=0$ ) :**

$$\frac{b}{2} y_{ser}^2 + 15(A' + A) y_{ser} - 15(A'_c + Ad) = 0;$$

Et on à :  $A'=0$

$$\frac{12}{2}y^2 + 15(1.91)y - 15(1.91)(22) = 0;$$

$$\Delta = b^2 - 4ac \Rightarrow \Delta = 63792.09 \Leftrightarrow \sqrt{\Delta} = 252.57$$

$$Y_1 = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a} = 8.14\text{cm}$$

-Le moment d'inertie de la section homogène par rapport l'axe neutre s'écrit :

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15[A(d - y_1)^2 + A'(y_1 - d)^2] = 0;$$

$$I = 7661.06\text{cm}^4$$

- **Verification des contraintes:**

-**Contraintes maximales de compression de béton:**  $\delta_{bc} \leq \overline{\delta}_{bc}$  (A.4.5.2 du BAEL)

$$\overline{\delta}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{Mpa};$$

$$\delta_{bc} = \frac{y_c \cdot M_{ser}}{I} = \frac{6.8 \times 8.14 \times 10^3}{7661.06} = 7.22\text{Mpa};$$

$$\delta_{bc} = 7.22\text{Mpa} < \overline{\delta}_{bc} = 15\text{Mpa} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

- **Contraint maximale de traction des aciers :**  $\delta_s \leq \overline{\delta}_s$  (A.4.5.3 du BAEL)

$$\overline{\delta}_s = \min\left[\frac{2}{3}F_e E, \max\left[90\sqrt{nf_{tj}}, \frac{f_e}{2}\right]\right] = 347,82\text{Mpa};$$

$$\delta_s = 15 \frac{M_s}{I} (d - y_1) = 184.53\text{Mpa};$$

$$\delta_s = 184.53\text{Mpa} < \overline{\delta}_s = 347,82 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

- ❖ **Justification vis-à-vis de sollicitation tangente (ELU) :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

$$\overline{\tau}_u = \min\left\{0, 2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{Mpa}\right\} = 3,33\text{Mpa};$$

$$V_u = 16.778\text{KN};$$

$b = 12 \text{ cm}; d = 22\text{cm};$

$$\tau_u = \frac{16.778 \times 10^3}{120 \times 220} = 0.636\text{Mpa};$$

$\tau_u = 0.636\text{Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33\text{Mpa} \dots\dots\dots \text{CV.}$

❖ **Vérification de la flèche :**

Les règles **CB.A93** stipulent qu'il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche pour les poutres remplissant les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{27} \Rightarrow \frac{24}{425} = 0.0564 > 0.037 \dots\dots\dots \text{CV}; \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{20M_0} \Rightarrow \frac{24}{425} = 0.0564 > 0.0416 \dots\dots\dots \text{CV}; \\ \frac{A}{b_0} \leq \frac{2}{F_e} \Rightarrow \frac{2.35}{65 \times 22} = 0.0016 < 0,005 \dots\dots\dots \text{CV} \end{array} \right.$$

➤ **Diamètre des armatures d'âme:**

$$\varphi_t \leq \min\left\{\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_1\right\};$$

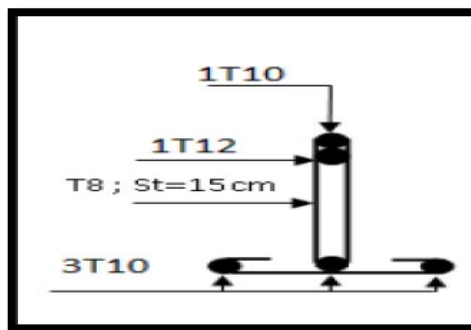
$$\varphi_t \leq \min\{0,68; 1,2; 1,4\} \Rightarrow \varphi_t \leq 0,68\text{cm};$$

On choisit :  $\varphi_t = 5\text{mm}.$

➤ **Espacement des cours des cadres :**

$$S_t \leq \min\{0,9d ; 40\text{cm}\} \Rightarrow S_t \leq \min\{19,8 ; 40\text{cm}\}$$

On choisit :  $S_t = 15\text{cm}.$



**Fig III.10** Schéma de ferrailage

❖ Plancher étage :

➤ Armatures longitudinal :

Le ferrailage est calculé en flexion simple :

-Pour le moment positif (en travée) la section transversale de calcul sera la section en T.

-Pour le moment négatif (aux appuis) la section transversale de calcul sera la section rectangulaire dont les dimensions sont mentionnées ci-dessous:

$$b = 65\text{cm}, b_0 = 12\text{cm}, d = 22\text{cm}, h_0 = 4\text{cm}, h = 24\text{cm}$$

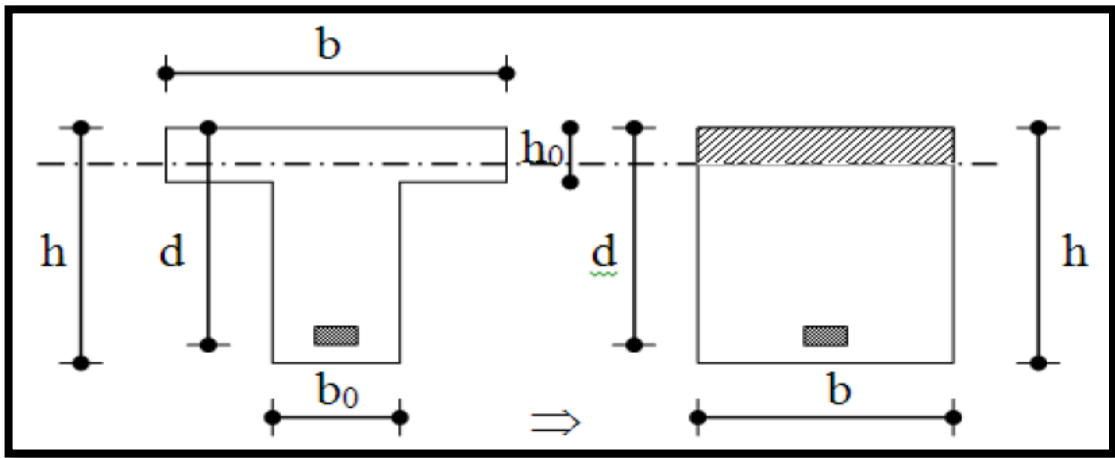


Fig III.11 Dimensions du plancher étage

▪ En travée :

ELU:  $M_t = 12.894\text{KN. m};$

ELS:  $M_t = 9.361\text{KN. m}.$

- Calcul du moment ultime dans la table :

$$M_{tu} = bh_0 \left( d - \frac{h_0}{2} \right) f_{bu};$$

$$M_{tu} = 65 \times 4 \left( 22 - \frac{4}{2} \right) 14,17 = 73,684\text{KN. m};$$

$$M_{tu} = 73,684\text{KN. m} > M_{t_{\max}} = 12.894\text{KN. m}.$$

L'axe neutre se trouve à l'intérieur de la table de compression, donc la section sera considérée comme une section rectangulaire.

$$\mu = \frac{M_{tu}}{b \times d^2 \times \delta_{bc}} = \frac{12.864 \times 10^3}{65 \times (22)^2 \times 14,17} = 0,029$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = 1,377 \Rightarrow \mu_{lu} = 0,392$$

$$\mu = 0,029 < \mu_{lu} = 0,392 \Rightarrow (\text{pas d'armature comprimée}) \text{ donc: } (A' = 0);$$

$$\alpha_u = 0,037$$

$$Z = 21,67$$

$$\alpha_u = 0,037 < 0,259 : \text{L'ELU est atteint en pivot A } \begin{cases} \varepsilon_{bc} = 3,5\% \\ \varepsilon_s = 10\% \end{cases}$$

$$\delta_s = \delta_{su} = 348 \text{ Mpa.}$$

➤ **La section d'acier tendue :**

$$A_{st} = \frac{M_{tu}}{z \cdot \delta_s} = \frac{12.894 \times 10^3}{21,67 \times 348} = 1.71 \text{ cm}^2$$

On adopt: **A = 3T10 = 2.35 cm<sup>2</sup>.**

➤ **Condition de non fragilité:**

$$A_s \geq \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = 1,72 \text{ cm}^2 ;$$

$$\text{Donc: } A_u = \max\{A_{\min}, A_{su}\} = 2.35 \text{ cm}^2 ;$$

$$A_u = 3T10 = 2.35 \text{ cm}^2.$$

➤ **Vérification à l'ELS:(BAEL91 V 2003)**

$$M_{t,s} = 9.361 \text{ KN. m;}$$

- La fissuration est considérée comme très préjudiciable ;

• **Position de l'axe neutre (A'=0) :**

$$\frac{b}{2} y_{ser}^2 + 15(A' + A)y_{ser} - 15(A'_c + Ad) = 0;$$

Et on à : A'=0

$$\frac{b}{2}y_{ser}^2 + 15Ay_{ser} - 15Ad = 0;$$

$$\frac{65}{2}y^2 + 15(2.35)y - 15(2.35)(22) = 0;$$

$$\Delta = b^2 - 4ac \Rightarrow \Delta = 408230.25 \Leftrightarrow \sqrt{\Delta} = 638.93;$$

$$y_1 = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a} = 4.37 \text{ cm}$$

-Le moment d'inertie de la section homogène par rapport l'axe neutre s'écrit :

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15[A(d - y_1)^2 + A'(y_1 - d)^2] / A' = 0 ;$$

$$I = 12764.45 \text{ cm}^4.$$

- **Verification des constraints:**

-**Contraintes maximales de compression de béton:**  $\delta_{bc} \leq \overline{\delta}_{bc}$  (A.4.5.2 du BAEL)

$$\overline{\delta}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ Mpa};$$

$$\delta_{bc} = \frac{y_c \cdot M_{ser}}{I} = \frac{9.361 \times 4.37 \times 10^3}{12764.45} = 3.20 \text{ Mpa};$$

$$\delta_{bc} = 3.20 \text{ Mpa} < \overline{\delta}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

- **Contraint maximale de traction des aciers :**  $\delta_s \leq \overline{\delta}_s$  (A.4.5.3 du BAEL)

$$\overline{\delta}_s = \min\left[\frac{2}{3}F_e E, \max\left[90 \sqrt{nf_{tj}}, \frac{f_e}{2}\right]\right] = 347,82 \text{ Mpa};$$

$$\delta_s = 15 \frac{M_s}{I} (d - y_1) = 193.93 \text{ Mpa};$$

$$\delta_s = 193.93 \text{ Mpa} < \overline{\delta}_s = 347,82 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

- **Sur appui :**

$$\mu = \frac{M_{au}}{b \times d^2 \times \delta_{bc}} = \frac{9.591 \times 10^3}{12 \times (22)^2 \times 14,2} = 0,117;$$

$$\mu = 0,117 < \mu_{lu} = 0,395 \Rightarrow (\text{Pas d'armature comprimée}) \text{ donc : } (A' = 0) ;$$

$$\alpha_u = 0,156$$

$$Z = 20,63 \text{ cm ;}$$

- **La section d'acier comprimée :**

$$A_{st} = \frac{M_{au}}{z \cdot \delta_s} = \frac{9.591 \times 10^3}{20,63 \times 348} = 1,34 \text{ cm}^2;$$

$$\text{On adopt: } A = 1T10 + 1T12 = 1.91 \text{ cm}^2.$$

- **Condition de non fragilité:**

$$A_s \geq \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = 0,32 \text{ cm}^2;$$

$$\text{Donc: } A_u = \max\{A_{\min}, A_u\} = 1.91 \text{ cm}^2;$$

$$A_u == 1T10 + 1T12 = 1.91 \text{ cm}^2$$

- **Vérification à l'ELS:(BAEL91 V 2003)**

$$M_{a,s} = 6.936 \text{ KN.m}$$

- La fissuration est considérée comme très préjudiciable ;

- **Position de l'axe neutre (A'=0) :**

$$\frac{b}{2} y_{ser}^2 + 15(A' + A)y_{ser} - 15(A'_c + Ad) = 0;$$

Et on à : **A'=0**

$$\frac{12}{2} y^2 + 15(1.91)y - 15(1.91)(22) = 0;$$

$$\Delta = b^2 - 4ac \Rightarrow \Delta = 63792.09 \Leftrightarrow \sqrt{\Delta} = 252.57$$

$$Y_1 = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a} = 8.14 \text{ cm}$$

- Le moment d'inertie de la section homogène par rapport l'axe neutre s'écrit :

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15[A(d - y_1)^2 + A'(y_1 - d)^2] = 0;$$

$$I = 7661.06 \text{ cm}^4$$

• **Verification des contraintes:**

-**Contraintes maximales de compression de béton:**  $\delta_{bc} \leq \overline{\delta_{bc}}$  (A.4.5.2 du BAEL)

$$\overline{\delta_{bc}} = 0,6f_{c28} = \mathbf{15Mpa};$$

$$\delta_{bc} = \frac{y_c M_{ser}}{I} = \frac{6,936 \times 8,14 \times 10^3}{7661,06} = 7,39Mpa;$$

$$\delta_{bc} = 7,39Mpa < \overline{\delta_{bc}} = 15Mpa \dots\dots\dots \mathbf{CV}.$$

• **Contraint maximale de traction des aciers :**  $\delta_s \leq \overline{\delta_s}$  (A.4.5.3 du BAEL)

$$\overline{\delta_s} = \min\left[\frac{2}{3}F_e E, \max\left[90\sqrt{nf_{tj}}, \frac{f_e}{2}\right]\right] = \mathbf{347,82Mpa};$$

$$\delta_s = 15 \frac{M_s}{I} (d - y_1) = \mathbf{188,9Mpa};$$

$$\delta_s = 188,9Mpa < \overline{\delta_s} = 347,82 Mpa \dots\dots\dots \mathbf{CV}.$$

• **Justification vis-à-vis de sollicitation tangente (ELU) :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d}$$

$$\overline{\tau_u} = \min\left\{0, 2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5Mpa\right\} = 3,33Mpa ;$$

$$V_u = 15,045KN$$

$$b = 12 \text{ cm}; \quad d = 22\text{cm};$$

$$\tau_u = \frac{15,045 \times 10^3}{120 \times 220} = 0,569Mpa;$$

$$\tau_u = 0,569Mpa \leq \overline{\tau_u} = 3,33Mpa \dots\dots\dots \mathbf{CV}.$$

• **Vérification de la flèche :**

Les règles **CB.A93** stipulent qu'il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche pour les poutres remplissant les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{27} \Rightarrow \frac{24}{425} = 0,0564 > 0,037 \dots\dots\dots \mathbf{CV}; \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{20M_0} \Rightarrow \frac{24}{425} = 0,0564 > 0,0403 \dots\dots\dots \mathbf{CV}; \\ \frac{A}{b_0} \leq \frac{2}{F_e} \Rightarrow \frac{2,35}{65 \times 22} = 0,0016 < 0,005 \dots\dots\dots \mathbf{CV}. \end{array} \right.$$

➤ **Diamètre des armatures d'âme**

$$\phi_t \leq \min\left\{\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_1\right\};$$

$$\phi_t \leq \min\{0,68; 1,2; 1,4\} \Rightarrow \phi_t \leq 0,68\text{cm};$$

On choisit :  $\phi_t = 5\text{mm}$ .

➤ **Espacement des cours des cadres :**

$$S_t \leq \min\{0,9d ; 40\text{cm}\} \Rightarrow S_t \leq \min\{19,8 ; 40\text{cm}\}$$

On choisit :  $S_t = 15\text{cm}$ .

Alors le schéma de ferrailage soit comme suit :

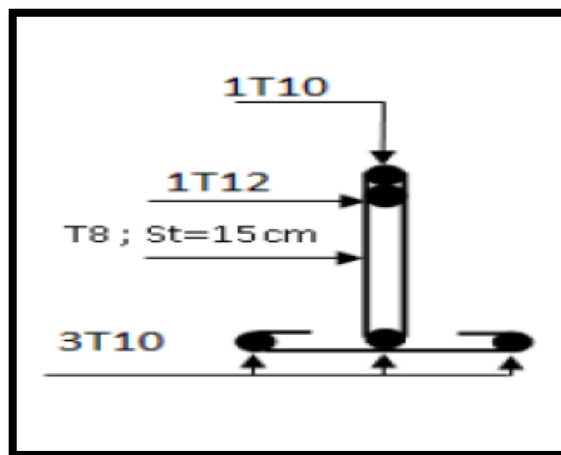


Fig III.12 Schéma de ferrailage

# Chapitre IV

## Etude dynamique et sismique

### IV.1. Conception

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs de différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignant la surface du sol.

Les vibrations du sol (horizontales et verticales) provoqué par le passage des ondes sismiques entraînent les constructions dans leurs mouvements. Les déplacements à la base de la construction provoquée par ces dernières engendrent des forces d'inertie qui sont proportionnelles au poids de la construction. Il est donc nécessaire de construire des structures résistantes aux séismes en zone sismique.

C'est pour cela que l'application du règlement parasismique algérien actuel - **RPA99 version 2003** - qui concerne le calcul des charges sismiques et les dispositions constructives sont obligatoires pour toutes les constructions abritant des personnes, situées dans toutes les zones.

### IV.2. Objectif de l'étude dynamique

L'objectif de l'étude dynamique d'une structure est la détermination les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations et de dimensionnement les éléments de résistance afin d'obtenir une sécurité jugée satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants.

### IV.3. Méthodes de calcul

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques, ce calcul peut être mené par les trois méthodes qui sont :

- la méthode statique équivalente ;
- la méthode d'analyse modale spectrale ;
- la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

#### IV.3.1 Méthode statique équivalente :

##### A. Principe :

Cette méthode propose de remplacer les forces réelles dynamiques engendrées par un séisme, par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents aux effets de l'action sismique.

**B. Condition d'application :**

Notre bâtiment présent une irrégularité en plan, avec une hauteur qui ne dépasse pas excessivement 30 m, donc selon **RPA 99 (RPA 99 Art 4.1.2 P36)** on peut appliquer la Méthode statique équivalente.

**C. Calcul de la force sismique totale :**

La force sismique totale **V**, appliquée à la base de la structure doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales orthogonales selon la formule suivante :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W \quad (\text{RPA 99 Art 4.2.3 (4-1) P37})$$

Avec :

- **A** : Coefficient d'accélération de zone ;
- **D** : Facteur d'amplification dynamique moyen ;
- **Q** : Facteur de qualité ;
- **R** : Coefficient de comportement global de la structure ;
- **W** : Poids total de la structure.

**a. Détermination des paramètres du spectre de réponse :**

❖ **Coefficient d'accélération A :**

Selon (**RPA 99 / Version 2003**) :

- D'après la classification sismique de wilaya Khenchela : **Zone (I)** ;
- Bâtiment à usage d'habitation collective sa hauteur totale **21,77m: Groupe d'usage 2.**

	ZONE	ZONE	ZONE	ZONE
Groupe	I	Ia	Ib	III
1A	0,15	0,25	0,30	0,40
1B	0,12	0,20	0,25	0,30
2	0,10	0,15	0,20	0,25
3	0,07	0,10	0,14	0,18

**Tableau IV.1:** Coefficients d'accélération de zone.

Dans notre cas on a :

**A = 0.15 (Tableau 4.1 de RPA 99 /version 2003)**

❖ **Coefficient de comportement global de la structure R :**

La valeur de **R** est donnée par le (Tableau 4.3) de (RPA 99 / version 2003) en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans l'Article (3.4) du (RPA 99 / version 2003). La structure étudiée est constituée de portique et de voile, le système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé

Alors le coefficient de comportement global de la structure égale à :

$$\mathbf{R=3,5}$$

❖ **Facteur de qualité Q :**

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent ;
- la régularité en plan et en élévation ;
- la qualité du contrôle de la construction.

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q \dots\dots\dots \text{(Tableau 4.3 de RPA 99 / version 2003 (page 42))}$$

**P<sub>q</sub>** : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non.

Critère q	P <sub>q</sub>	
	Observé	N/observé
1-Condition min sur les files de contreventement.	0	0,05
2-Redondance en plan.	0	0.05
3-Régularité en plan.	0	0
4- Régularité en élévation.	0	0
5-Contrôle de qualité.	0	0,05
6-Contrôle de la qualité de l'exécution.	0	0

**Tableau IV.2:** Coefficients de pénalité.

Donc :  $Q = 1 + 0,05 + 0,05 + 0+0+ 0,05+0 = 1,15$ .

❖ **Facteur d'amplification dynamique moyen (D) :**

Le facteur d'amplification dynamique est en Fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ sec} \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3,0}\right)^{2/3} \left(\frac{3,0}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3,0 \text{ sec} \end{cases}$$

Avec :

coefficient d'amortissement ( $\xi$ ) et de la période fondamentale de la structure T. Ce coefficient est donné par :

**T<sub>2</sub>** : période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau (4.7 du **RPA99/ version 2003**), (site ferme S2) : T<sub>2</sub>= 0.30 sec et T<sub>1</sub>= 0,15 sec

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule :

➤ **Facteur de correction d'amortissement « $\eta$ »:**

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7 \dots\dots\dots \text{RPA 99 / version 2003 Article (4.3).}$$

Où  $\xi$ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitué, du type déstructure et de l'importance des remplissages (**Tableau 4.2 de RPA 99 / version 2003**).

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

**Tableau IV.3:** Valeurs de  $\xi$  (%).

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0,88 \geq 0,7 \text{ Avec } \xi = 7 \text{ \%}.$$

• **Estimation de la période fondamentale :**

Dans notre cas (structure mixte), la période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules (4-6 et 4-7 du **RPA99**) :

$$T = \min \left\{ C_T (h_N)^{3/4}; 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{L}} \right\}$$

- $h_N$ : Hauteur mesurée en (m) à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau  
 $h_N = 14.4m$ .
- $C_T$ : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage  
Portiques contreventés par des voiles avec remplissage en maçonnerie et donnée par le  
**(RPA 99 / version 2003 (Tableau 4.6)).**

Dans notre structure :  $C_T = 0,05$

$$1. T = \min \left\{ C_T (h_N)^{0.75}; 0.09 \frac{h_N}{\sqrt{L}} \right\};$$

$$2. T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{L}}.$$

$L$  : dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

- **Le sens X :**

$$L_x = 26.3m;$$

Alors :  $T_x = \min(0,36; 0,25) \Leftrightarrow T_x = 0,30s;$

$T_2 = 0,30s; \eta = 0,88 ; T_x = 0,25s;$

Donc :

$D_x = 2,5\eta = 2,2.$

- **Le sens Y :**

$$L_y = 32.35m;$$

Alors :  $T_y = \min(0,36; 0,23) \Leftrightarrow T_y = 0,27s;$

$T_2 = 0,30s; \eta = 0,88 ; T_y = 0,23s;$

$D_Y = 2,5\eta = 2,2.$

➤ **Calcul du poids de la structure W :**

$$W = \sum_1^n W_i = \sum_i^n W_{Gi} + \beta \sum_i^n W_{Qi} \quad \text{Avec :} \quad W_i = W_{Gi} + \beta \cdot W_{Qi}$$

Avec :  $W_{Gi}$  : Poids dû aux charges permanentes ;

$W_{Qi}$  : Poids dû aux charges d'exploitation ;

$\beta$  : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le **Tableau (4.5) du RPA.**

D'après RPA99 :  $\beta = 0,2.$

$\sum W_{Gi}$  : Résultante des réactions verticales due aux charges permanentes ;

$\sum W_{Qi}$  : Résultante des réactions verticales due aux charges d'exploitation.

Donc pour chaque niveau « i » on aura :

$$W_i = W_{Gi} + 0,2W_{Qi}$$

A partir du logiciel **ROBOT** le poids total de la structure est :  $W_t=3519.054\text{KN}$ .

$$\text{Donc : } V = \frac{0,15 \times 2,2 \times 1,15}{3,5} 3519.054 \Leftrightarrow V = 381.57\text{KN}$$

#### D. .Nombre des modes à considérer :

D'après le (**RPA99/V2003 Art 4.3.4-a P49**) : pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions l'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure ;
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effectives supérieure à 5 % de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois dans chaque direction considérée.

$$K = 3(N)^{\frac{1}{2}} \text{ et } T_k < 0,20 \text{ (RPA 99 Art 4.3.3-b frml (4-14) P50)}$$

Ou : N est le nombre de niveaux au-dessus du sol et  $T_k$  la période du mode K.

### IV.3.2 Méthode d'analyse modale spectrale :(RPA 99 Art 4.3 P47)

#### A. Principe :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas. Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

##### a. Hypothèses de calcul :

- Les masses sont supposées concentrées au niveau du plancher ;
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte ;
- Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans (vis-à-vis des déplacements horizontaux) ;

Dans notre cas, on va appliquer la méthode dynamique (méthode d'analyse modale spectrale) en utilisant le logiciel de calcul « **Autodesk Robot structural Analyse Professional 2020** ».

### **b. Présentation du logiciel :**

Le 'Robot Structures Analyse' est un logiciel de calcul et de modélisation des structures d'ingénierie, relevant du domaine des bâtiments, travaux publics et constructions hydrauliques.

Robot structures analyse offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé, ainsi il facilite considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats et la mise en forme des notes de calcul et des rapports explicatifs. Ce logiciel est basé sur la méthode des éléments finis et sur la théorie de l'élasticité linéaire.

#### ➤ **Pourquoi le robot structure analyse ?**

Nous avons fait appeler au logiciel (robot structures analyse) pour déterminer :

- Les périodes propres ;
- Les coefficients de participation modale ;
- Les déplacements des planchers ;
- Les forces sismiques.

Ce système, qui est basé sur la méthode des éléments finis, possède plusieurs caractéristiques qui facilitent le travail de l'ingénieur :

- Il donne plusieurs possibilités de création du modèle ;
- Il calcule automatiquement le centre de gravité et le centre d'inertie de chaque niveau ainsi que le poids total de la structure ;
- Contient une instruction qui détermine les erreurs et spécifie leur position ;
- Il permet un affichage des résultats sous forme de tableaux et graphes bien détaillés.

### **c. . Étapes de modélisation :**

Le mode opératoire du Robot peut se diviser en quatre étapes :

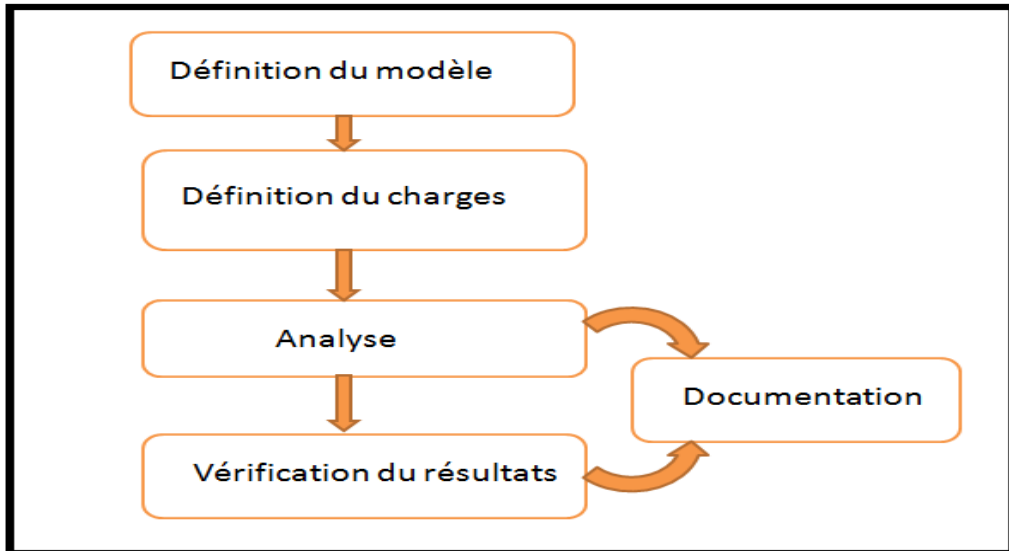


Figure IV.1: Étapes de la modélisation d'une structure par logiciel robot structural analyse Professional.

➤ **Définition du modèle de la structure :**

- choix de type de la structure : Pour notre cas, on étudiera une structure en coque ;
- Configuration de préférence de l'affaire pour définir les différents paramètres tels que les matériaux, unités et normes de l'affaire ;
- Lignes de construction ;
- Définir les sections transversales ;
- Affectation des sections transversales ;
- Création des éléments plaques et coques ;
- Définition des degrés de liberté des nœuds de la base ;
- Définition des étages.

➤ **Définition des Charges de la structure :**

- Définition des cas de charges ;
- Définition des valeurs de charges.

➤ **Définition des options de calcul :**

Durant cette étape on choisit les options de calcul à savoir le type d'analyse (modale et sismique), et on introduit le nombre de modes de vibration pour l'analyse modale et les valeurs des paramètres du (*RPA 99 version 2003*) pour l'analyse sismique.

Ensuite, on introduit les combinaisons de charges en fonction du type de structure, et pour terminer le logiciel propose un module de vérification du modèle de points de vue de la méthode des éléments finis qui sert à détecter les erreurs éventuelles de modélisation.

➤ **Exploitation des résultats :**

Cette dernière partie concerne le traitement des résultats fournis par le logiciel.

**d. Modélisation :**

Notre structure est irrégulière en plan donc d'après l'article 4.3.2.b du RPA 99/version 2003, on doit la représenter par un modèle tridimensionnel encastré à la base avec des masses concentrées au niveau des centres du nœud maître de la structure (notion de diaphragme).

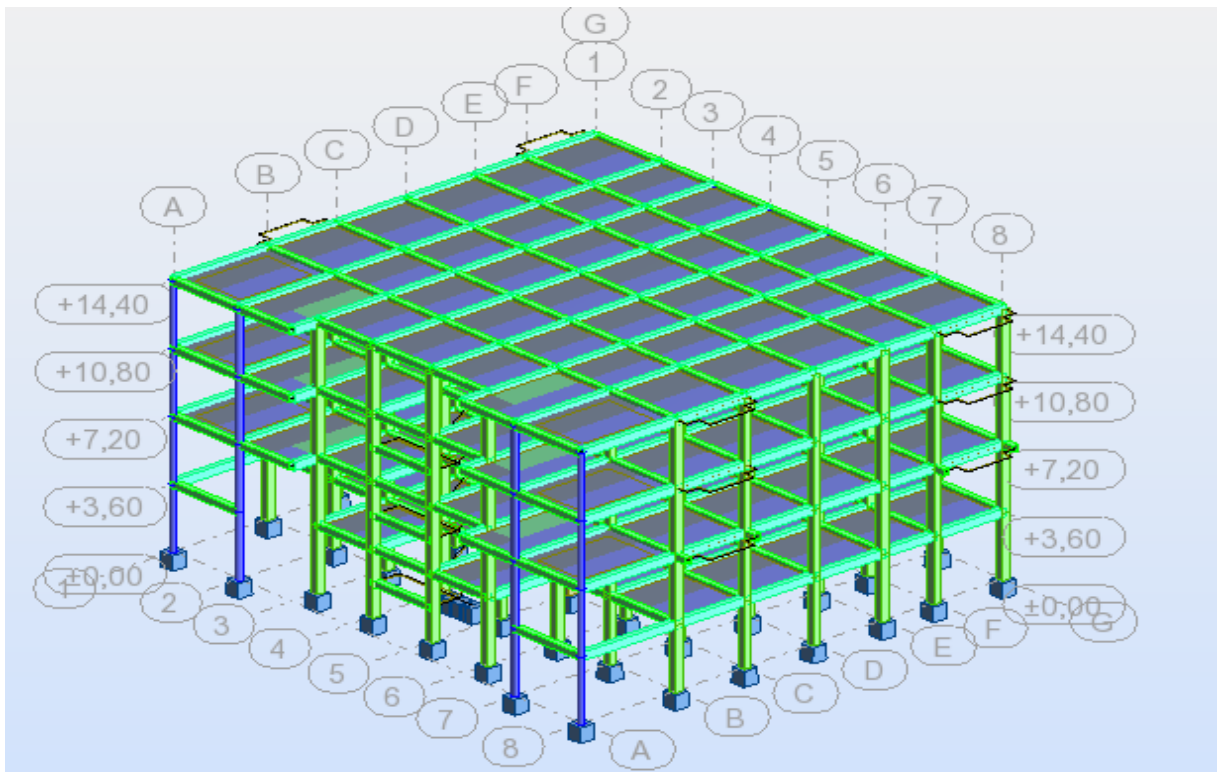


Figure IV.2: Modélisation de la structure par l'interface de Robot Structural Analyse Professional.

**e. Spectre de réponse :**

Le règlement recommande le spectre de réponse de calcul donné par la fonction suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta (1,25A) \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (1,25A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0 \text{sec} \\ 2,5\eta (1,25A) \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3,0 \text{sec} \end{cases}$$

Avec :

**Sa /g** : Accélération spectrale ;

**T** : Période fondamentale de la structure ;

**g** : Accélération de la pesanteur ;

**η** : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%) ;

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 7}} = 0,88 \geq 0,7$$

**R**: coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement ;

**T1, T2** : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site ;

**Q** : facteur de qualité.

Dans notre cas, les valeurs utilisées sont les suivantes :

$A = 0.15$   $\xi = 7\%$  ce qui donne  $\eta = 0.88$ ,  $R = 3,5$ .

#### IV.4. Analyse statique et dynamique

L'analyse statique et dynamique est utilisée pour déterminer la réponse de la structure soumise aux différents types de chargements.

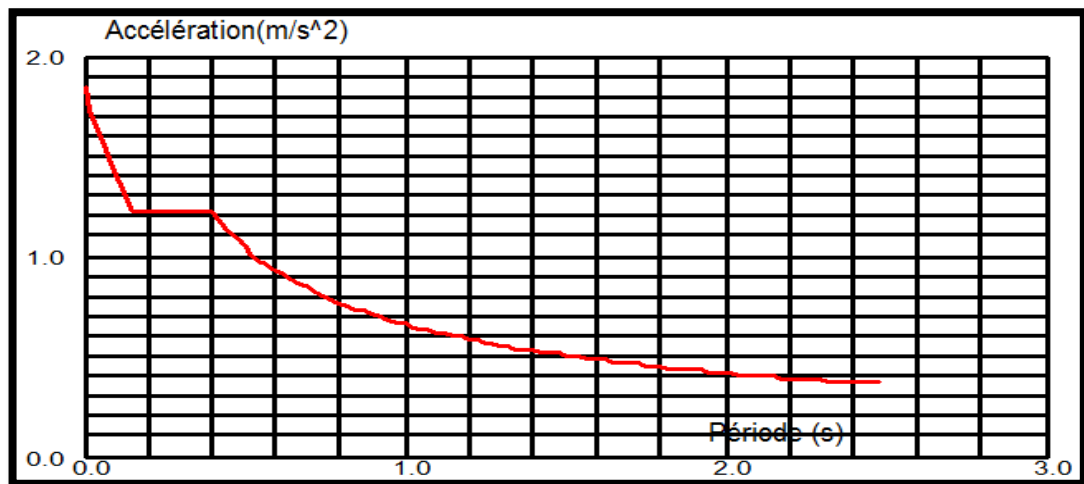


Figure IV. 3:Diagramme de spectre de réponse.

##### IV.4.1. Combinaisons des actions :

Selon le **BAEL91 révisée 99** :

- $ELU = 1,35 \times G + 1,5 \times Q$  ;
- $ELS = G + Q$ .

Selon le **RPA 99 / version 2003** :

- $ACC = G + Q \pm 1,2 \times E$ ;
- $ACC = G + Q \pm E$ ;
- $ACC = 0,8 \times G \pm E$ .

**IV.4.2.Poids totale de la structure :**

Selon les RPA il faut prendre la totalité des charges permanentes et une fraction  $\beta$  des charges d'exploitations, d'après (RPA99/V2003, Tab 4.5P44)

$$W = \sum_1^n W_i = \sum_i^n W_{Gi} + \beta \sum_i^n W_{Qi} \quad \text{Avec :} \quad W_i = W_{Gi} + \beta \cdot W_{Qi}$$

Avec :  $W_{Gi}$  : Poids dû aux charges permanentes ;

$W_{Qi}$  : Poids dû aux charges d'exploitation ;

$\beta$  : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le **Tableau (4.5) du RPA.**

D'après (RPA99):( $\beta = 0,6$ ).

Niveau	W étage(Kg)
<b>RDC</b>	841894.63
<b>Plancher1</b>	940098.84
<b>Plancher2</b>	983417.92
<b>Plancher3</b>	798643.16

**Tableau IV.4:**Les poids de chaque niveau.

**IV.4.3.Analyse de la structure :**

Il est à présent clair que l'une des étapes incontournables lors d'une analyse dynamique d'une structure est sa modélisation adéquate. La structure que nous nous proposons de modéliser est un bâtiment qui se distingue par sa forme irrégulière en élévation, contreventée par un système mixte (portique voiles).et présente une architecture (vue en plan) déférente d'un niveau à l'autre. Tout cela complique de manière conséquente le choix du positionnement des voiles. En effet le choix du positionnement des voiles doit satisfaire un certain nombre de conditions :

Le nombre doit être suffisamment important pour assurer une rigidité suffisante tout en restant dans le domaine économique et facilement réalisable. La position de ces voiles doit éviter des efforts de torsion préjudiciable pour la structure.

**IV.4.4.Caractéristiques géométriques et massique de la structure :**

➤ **Centre de masse :**

Le centre de masse est le point de l'application des résultantes des charges horizontales (vent, séisme) La détermination du centre de masse est basée sur le calcul des centres de masse de

chaque élément de la structure (acrotère, poteaux, poutres, plancher, escalier, voiles, balcons, maçonnerie extérieur). Les coordonnées du centre de masse sont données par :

$$X_m = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} \text{ et } Y_m = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

$M_i$  : la masse de l'élément  $i$  ;

$X_i, Y_i$  : coordonnées du CDG de l'élément  $i$  par rapport au repère global.

➤ **Centre de torsion :**

Les coordonnées du centre de torsion sont déterminées par les formules suivantes:

$$X_t = \frac{\sum I_{xi} X_i}{\sum I_{xi}} \text{ et } Y_t = \frac{\sum I_{yi} Y_i}{\sum I_{yi}}$$

Avec :

$X_t$  : L'abscisse du centre de torsion ;

$Y_t$  : L'ordonnée du centre de torsion ;

$I_{xi}$  : Moment d'inertie par rapport à l'axe (ox) ;

$I_{yi}$  : Moment d'inertie par rapport à l'axe (oy) ;

$x_i$  : L'abscisse du centre de gravité de l'élément ;

$y_i$  : L'ordonnée du centre de gravité de l'élément.

• **Pour les poteaux :**

- $I_{xi} = \frac{b \times a^3}{12}$

- $I_{yi} = \frac{a \times b^3}{12}$

Si  $\alpha = 0$  : En prend les formules précédentes.

$\alpha$  : L'angle d'inclinaison par rapport à l'axe globale de structure.

Si  $\alpha \neq 0$  :

$$\left[ \begin{array}{l} \bullet I_{xi} = I_x \times (\sin \alpha)^2 + I_y \times (\cos \alpha)^2 \\ \bullet I_{yi} = I_y \times (\sin \alpha)^2 + I_x \times (\cos \alpha)^2 \end{array} \right]$$

➤ **Evaluation des excentricités :**

Selon les (RPA99/Version 2003 Art 4.3.7P51) on doit calculer deux types d'excentricités :

- Excentricité théorique ;
- Excentricité accidentelle.

a. Excentricités théorique :

$$e_{xt} = |X_m - X_t| \quad e_{yt} = |Y_m - Y_t|$$

$X_m, Y_m$ : Les coordonnées du centre de masse ;

$X_t, Y_t$ : Les coordonnées du centre de torsion.

b. Excentricités accidentelles :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \quad e_{xa} = \max (5\% \times L_{x_{max}} ; e_{xt}) \\ \bullet \quad e_{ya} = \max (5\% \times L_{y_{max}} ; e_{yt}) \end{array} \right\}$$

IV.5. Résultats de calcul (ROBOT)

IV.5.1. Périodes et facteurs de participation modale :

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
4/ 1	1,19	0,84	63,44	1,30	0,0	63,44	1,30	0,0	3519054,55	3519054,55	0,0
4/ 2	1,41	0,71	75,94	50,23	0,0	12,49	48,93	0,0	3519054,55	3519054,55	0,0
4/ 3	1,52	0,66	82,89	85,48	0,0	6,95	35,25	0,0	3519054,55	3519054,55	0,0
4/ 4	3,74	0,27	91,75	85,59	0,0	8,86	0,11	0,0	3519054,55	3519054,55	0,0
4/ 5	4,27	0,23	92,92	89,37	0,0	1,16	3,78	0,0	3519054,55	3519054,55	0,0
4/ 6	4,60	0,22	93,15	94,52	0,0	0,23	5,15	0,0	3519054,55	3519054,55	0,0
4/ 7	6,70	0,15	95,98	94,64	0,0	2,83	0,12	0,0	3519054,55	3519054,55	0,0
4/ 8	7,36	0,14	96,87	96,45	0,0	0,89	1,80	0,0	3519054,55	3519054,55	0,0
4/ 9	7,90	0,13	97,22	97,74	0,0	0,35	1,30	0,0	3519054,55	3519054,55	0,0
4/ 10	9,22	0,11	97,66	97,91	0,0	0,44	0,17	0,0	3519054,55	3519054,55	0,0
5/ 1	1,19	0,84	63,44	1,30	0,0	63,44	1,30	0,0	3519054,55	3519054,55	0,0
5/ 2	1,41	0,71	75,94	50,23	0,0	12,49	48,93	0,0	3519054,55	3519054,55	0,0
5/ 3	1,52	0,66	82,89	85,48	0,0	6,95	35,25	0,0	3519054,55	3519054,55	0,0
5/ 4	3,74	0,27	91,75	85,59	0,0	8,86	0,11	0,0	3519054,55	3519054,55	0,0
5/ 5	4,27	0,23	92,92	89,37	0,0	1,16	3,78	0,0	3519054,55	3519054,55	0,0
5/ 6	4,60	0,22	93,15	94,52	0,0	0,23	5,15	0,0	3519054,55	3519054,55	0,0
5/ 7	6,70	0,15	95,98	94,64	0,0	2,83	0,12	0,0	3519054,55	3519054,55	0,0
5/ 8	7,36	0,14	96,87	96,45	0,0	0,89	1,80	0,0	3519054,55	3519054,55	0,0
5/ 9	7,90	0,13	97,22	97,74	0,0	0,35	1,30	0,0	3519054,55	3519054,55	0,0
5/ 10	9,22	0,11	97,66	97,91	0,0	0,44	0,17	0,0	3519054,55	3519054,55	0,0
6/ 1	1,19	0,84	63,44	1,30	0,0	63,44	1,30	0,0	3519054,55	3519054,55	0,0
6/ 2	1,41	0,71	75,94	50,23	0,0	12,49	48,93	0,0	3519054,55	3519054,55	0,0
6/ 3	1,52	0,66	82,89	85,48	0,0	6,95	35,25	0,0	3519054,55	3519054,55	0,0
6/ 4	3,74	0,27	91,75	85,59	0,0	8,86	0,11	0,0	3519054,55	3519054,55	0,0
6/ 5	4,27	0,23	92,92	89,37	0,0	1,16	3,78	0,0	3519054,55	3519054,55	0,0
6/ 6	4,60	0,22	93,15	94,52	0,0	0,23	5,15	0,0	3519054,55	3519054,55	0,0
6/ 7	6,70	0,15	95,98	94,64	0,0	2,83	0,12	0,0	3519054,55	3519054,55	0,0
6/ 8	7,36	0,14	96,87	96,45	0,0	0,89	1,80	0,0	3519054,55	3519054,55	0,0
6/ 9	7,90	0,13	97,22	97,74	0,0	0,35	1,30	0,0	3519054,55	3519054,55	0,0
6/ 10	9,22	0,11	97,66	97,91	0,0	0,44	0,17	0,0	3519054,55	3519054,55	0,0

Tableau IV.5: Périodes et facteurs de participation nodale.

$$K = 3(4)^{\frac{1}{2}} \Leftrightarrow K = 6 = 6 \text{ modes et } T_K = 0,06 < 0,20 \dots \dots CV.$$

IV.6. Distribution verticale de la force sismique :(RPA99/V2003 Art 4.2.5 P46)

La résultante des forces sismiques à la base est distribuée sur la hauteur de la structure selon la formule suivante :

$$V = F_t + \sum F_i$$

$$\left\{ \begin{array}{l} F_t = 0,07V. T \text{ si } T > 0,7s; \\ F_t = 0 \quad \text{si } T < 0,7s. \end{array} \right.$$

On a :  $T < 0,7s \Rightarrow F_t = 0$

La force sismique équivalente qui se développe au niveau (i) est donnée par la formule suivante :

$$F_i = \frac{(v-F_t)w_i h_i}{\sum_{j=1}^n w_j h_j} \quad (\text{RPA 99/V2003 Art4.2 frml (4-11) P46})$$

$F_i$  : Force horizontale au niveau j ;

$h_i$  : Niveau de plancher ;

$F_t$  : Force concentrée au sommet de la structure ;

$w_i$  : Poids de l'étage.

Niveau	$h_i(\text{m})$	$W_i(\text{KN})$	$W_i.h_i$	$F(\text{KN})$
RDC	3.6	841.894	3030.81	36.29
Plancher 1	7.2	940.098	6768.71	80.91
Plancher 2	10.8	983.417	10620.90	126.96
Plancher 3	14.4	798.643	11500.46	137.47
$\Sigma$		3564.052	31920.88	381.63

**Tableau IV.6 : Les valeurs des efforts F.**

#### IV.7.Stabilité au renversement

La vérification au renversement est nécessaire pour justifier la stabilité d'un ouvrage sollicité par des efforts d'origine sismique.

Il faut vérifier que :

$$\frac{\text{Moment résistant}}{\text{Moment de renversement}} \geq 1,5$$

➤ **Moment résistant :**

$$M_s = w \cdot \frac{L}{2}$$

Sens x-x:

$$M_{Sx} = w \cdot \frac{L_x}{2} = 3519.054 \cdot \frac{26.3}{2} = 46275.56 \text{KN.m};$$

Sens Y-Y:

$$M_{Sy} = w \cdot \frac{L_y}{2} = 3519.054 \cdot \frac{32.35}{2} = 56920.7 \text{KN.m}.$$

➤ **Moment de renversement :**

$$M_{\text{renv}} = \sum F_i \cdot h_i$$

Niveau	h <sub>i</sub> (m)	F <sub>ix</sub> (KN)	F <sub>i,y</sub> (KN)	M <sub>renvx</sub> (KN.m)	M <sub>renvy</sub> (KN.m)
1	3.6	381.63	381.63	1373.868	1373.868
2	7.2	345.34	345.34	2487.096	2487.096
3	10.8	264.43	264.43	2855.844	2855.844
4	14.4	137.47	137.47	1979.568	1979.568
Total $M_{\text{renv}} = \sum F_i \cdot h_i$				8696.368	8696.368

**Tableau IV.7 :** Moment de renversement dans chaque étage (x-x) (y-y).

**Sens x-x:**

$$\frac{M_s}{M_r} = \frac{46275.56}{8696.368} = 5,32 \geq 1,5 \dots \dots \dots CV.$$

**Sens y-y:**

$$\frac{M_r}{M_s} = \frac{56920.7}{8696.368} = 6.54 \geq 1,5 \dots \dots \dots CV.$$

⇒ La stabilité de la structure au renversement est vérifiée.

**IV. 8 Résultat d'étude**

Après l'analyse sismique de la structure suivant le logiciel **Robot** on peut dire que d'après les règles parasismiques algériennes **RPA99/version 2003** notre structure est stable dans le cas de présence d'action sismique.

# Chapitre V

## Ferraillage des éléments structuraux

## V.1. Introduction

La structure est un ensemble tridimensionnel des poteaux, poutres et voiles, liés Rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales.

Les différentes sollicitations qui seront considérées ultérieurement ont été obtenues lors de l'analyse statique et dynamique de la structure retenue par du logiciel Robot.

- ◆ Les poteaux seront dimensionnés en flexion composée ;
- ◆ Les poutres seront dimensionnées en flexion simple ;
- ◆ Les voiles seront dimensionnés en flexion composée.

## V.2. Étude des Poutres

### V.2.1. Ferrailage des poutres :

Les poutres sont les éléments horizontaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les planchers aux poteaux. Les poutres sont soumises aux efforts suivants :

- ◆ Moment fléchissant ;
- ◆ Effort tranchant ;
- ◆ Effort normal.

Et vu que l'influence de l'effort normal sur les poutres est souvent insignifiante devant celle du moment fléchissant ou de l'effort tranchant, l'effort normal est négligé ; Donc le ferrailage se fera en **flexion simple** (cas le plus défavorable).

Le ferrailage se fera à l'**ELU**, car la fissuration est jugée peu nuisible.

### V.2.2. Combinaison de calcul :

Après la détermination des sollicitations **M** et **T**, on procède au ferrailage avec les combinaisons les plus défavorables à savoir :

- ◆ Les combinaisons fondamentales Selon **BAEL 91 révisée 99** :
  - ✓ **E.L.U** :  
 $1,35G + 1,5 Q$  ;
  - ✓ **E.L.S** :  
 $G + Q$ .

- ♦ Les combinaisons accidentelles selon **RPA 99/version 2003** :

**E.L.A :**

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E ; \\ 0,8 G \pm E. \end{array} \right.$$

Pour les combinaisons fondamentales, on prend le moment maximum et on vérifie avec la combinaison **E.L.S**.

**V.2.3. Etapes à suivre :**

**a- Armatures longitudinales :**

D'après le **RPA 99 Version2003 Article (7.5.2.1)** :

- a. Le pourcentage total minimum sera de :  $A_s \geq A_{\min} = 0,5\%b. h$ ;
- b. Le pourcentage total maximum :  $A_s \geq A_{\max} = 4\%b. h$ .....en zone courante ;  
 $A_s \geq A_{\max} = 6\%b. h$ ....en zone de recouvrement.

Le pourcentage minimal est limité par:

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,5\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 4\% \dots\dots\dots \text{En zone courante ;} \\ 0,5\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 6\% \dots\dots\dots \text{En zone de recouvrement.} \end{array} \right.$$

- c. Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui ;
- d. La longueur minimale de recouvrement :  $L_{\text{recouv}} = 40\phi_L$ ;

D'après le BAEL91 révisée 99 Article (B.7.4) :

- e. La section minimale des armatures longitudinales en flexion simple est :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot \frac{f_{t28}}{f_c} \cdot b \times d \dots\dots\dots \text{pour les armatures tendues}$$

**b- armatures transversales :**

D'après le **RPA 99 Article (7.5.2.2)**

- Les armatures transversales minimales des poutres sont calculées à l'aide de la formule suivante :  $A_{t,\min} = 0,003.S.b$

Avec :

**b** : Largeur de la section ;

**S** : L'espacement des armatures transversales.

- Espacement des armatures transversales (les cadres) :

- Zone nodale et en travée :

$$S \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_L; 30\text{cm}\right)$$

- En dehors de la zone nodale :

$$S' \leq \frac{h}{2}$$

➤ Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

**V.2.4.Coefficient de sécurité et Caractéristiques mécaniques :**

Situation	$\gamma_b$	$\gamma_s$	$f_{c28}(\text{Mpa})$	$f_{bu}(\text{Mpa})$	$f_e(\text{Mpa})$	$\delta_s(\text{Mpa})$	$f_{t28}(\text{Mpa})$
Durable	1,5	1,15	25	14,2	400	348	2,1
Accidentelle	1,15	1	25	18,5	400	400	2,1

**Tableau V.1** : Coefficient de sécurité et Caractéristiques mécaniques.

**V.2.5.Exemple d'étude de la poutre principale :**

**a. Ferrailage des poutres : (flexion simple)**

On distingue deux types de poutres :

- Poutre principale =>  $(30 \times 45)\text{cm}^2$
- Poutre secondaires=>  $(30 \times 35)\text{cm}^2$

**b. Calcul réglementaire et vérifications :**

A l'aide du fichier des résultats donné par logiciel « **Autodesk Robot Structural Analyse** », on obtient les résultats suivants :

❖ **Les sollicitations :**

Combinaison	Les sollicitations	Poutre principale (30*45)		Poutre secondaire (30*35)	
		Appuis	Travée	Appuis	Travée
	$M_{\max}[\text{KN.m}]$	-74.24	45.4	-10.87	5.4

<b>ELU</b>	<b>] </b>				
	<b>N<sub>cor</sub>[KN.m]</b>	0	0		
<b>ELS</b>	<b>M<sub>max</sub>[KN]</b>	-54.35	33.3	-8	4
	<b>N<sub>cor</sub>[KN.m]</b>	0	0		
<b>Accidental</b>	<b>M<sub>max</sub> [KN.m]</b>	-83.31	32.9	-43.77	23.77
	<b>N<sub>cor</sub>[KN.m]</b>	0	0	0	0
<b>Effort tranchant T [KN]</b>		72.2		15.2	

**Tableau V.2 : Sollicitations des poutres**

❖ **.Exemple du calcul poutre principale:**

- **Armatures longitudinales :**

Suivant le **RPA** :

- Poutre principale (30 × 45)cm<sup>2</sup>:  $A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 45 = 6.75\text{cm}^2$ ;
- Poutre secondaire (35 × 30)cm<sup>2</sup>:  $A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 35 = 5.25\text{cm}^2$ .

Suivant le **BAEL** :

- Poutre principale (30\*45) :  $A_{\min} = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 35 \times 42,5 = 1,79\text{cm}^2$ ;
- Poutre secondaire (30\*35) :  $A_{\min} = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 30 \times 37,5 = 1,18\text{cm}^2$ .

❖ **Poutre principale (30\*45)cm<sup>2</sup> :**

- a) **En travée :**

**\*ELU :**

**M<sub>u,t</sub> = 45.4KN.m;**

➤ Calcul des moments réduits :

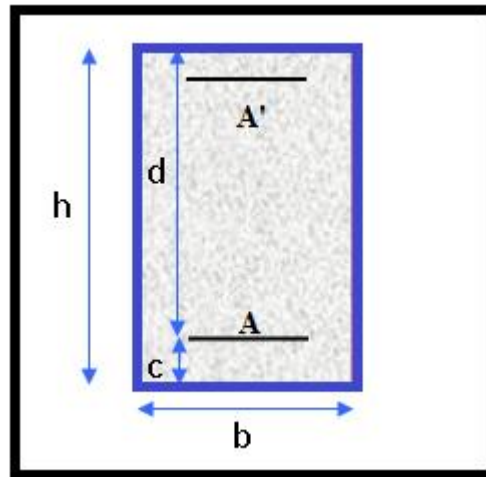


Figure V.1: section de poutre.

$$\mu = \frac{M_{u,t}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{45.4 \cdot 10^3}{14,2 \times 30 (42,5)^2} = 0,059 ;$$

$$\mu = 0,59 < \mu_{AB} = 0,395 \Rightarrow \text{Pivot A;}$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires  $A' = 0$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} ;$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,076;$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,969$$

➤ Détermination de la section théorique des aciers tendus :

$$A_{u,t} = \frac{M_{u,t}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{45.4 \times 10^3}{348 \times 0,969 \times 42,5} = 3.17 \text{ cm}^2;$$

On a:  $A_{u,t} = 3.17 \text{ cm}^2;$

-ELA:

$$M_{ac,t} = 32,9 \text{ KN.m};$$

$$\mu = \frac{M_{u,t}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{32.9 \cdot 10^3}{14,2 \times 30 (42,5)^2} = 0,043 ;$$

$$\mu = 0,043 < \mu_{AB} = 0,395 \Rightarrow \text{Pivot A};$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires  $A' = 0$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,055;$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,978;$$

➤ **Détermination de la section théorique des aciers tendus :**

$$A_{ac,t} = \frac{M_{u,t}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{32,9 \times 10^3}{400 \times 0,978 \times 42,5} = 1,98 \text{cm}^2;$$

On a:  $A_{ac,t} = 1,98 \text{cm}^2$  ;

$$A_t = \max(A_{ac}, A_{u,t}, A_{min}) = 6,75 \text{cm}^2;$$

On adopte :  $A = 6\text{HA}12 = 6,78 \text{cm}^2$ .

• **Vérification des contraintes à L'ELS :**

Le calcul se fera dans un cas de fissuration jugé préjudiciable, (A.4.5.31 du BAEL91 V 99).

$$M_{s,t} = 33,3 \text{KN.m};$$

♦ **Position de l'axe neutre :**

C'est la solution  $y$  positive de l'équation :

$$\frac{b}{2}y_{ser}^2 + 15(A' + A)y_{ser}(A'_c + Ad) = 0 \text{ Et on a } A' = 0 ;$$

$$\frac{b}{2}y_{ser}^2 + 15(A)y_{ser} - 15(Ad) = 15y_{ser}^2 + 15(6,78)y_{ser} - 15(6,78 \times 42,5) = 0;$$

$$\sqrt{\Delta} = 519,3;$$

$$y = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a} = 13,92 \text{cm};$$

$y_{ser} = 13,92 \text{cm}$ .

♦ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15[A(d - y_2)^2 + A'(y_2 - d)^2] / A';$$

**I = 110042.48cm<sup>4</sup>.**

• **Vérification des contraintes:**

- **Contraintes maximales de compression de béton:  $\delta_{bc} \leq \overline{\delta_{bc}}$**  (A.4.5.2du BAEL)

Avec :  $\sigma_{bc}$  : Contrainte maximale dans le béton comprimé ;

$\overline{\sigma_{bc}}$  : Contrainte limite dans le béton comprimé. ( $\overline{\sigma_{bc}} = 0,6f_{c28}$ )

$$\overline{\delta_{bc}} = 0,6f_{c28} = 15\text{Mpa};$$

$$\sigma_{bc} = \frac{y_c \cdot M_{ser}}{I} = \frac{13.92 \times 33.3 \times 10^3}{110042.48} = 4.212\text{Mpa};$$

Donc :  $\delta_{bc} = 4.212\text{Mpa} \leq \overline{\delta_{bc}} = 15\text{Mpa} \dots\dots\dots \text{CV.}$

- **Contraint maximale de traction des aciers :  $\delta_s \leq \overline{\delta_s}$** (A.4.5.3du BAEL)

$$\overline{\delta_s} = \min\left[\frac{2}{3}F_e E, \max\left[110\sqrt{n f_{tj}}, \frac{f_e}{2}\right]\right] = 201,63\text{Mpa} ;$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_s}{I} (d - y) = 129.73\text{Mpa} ;$$

$\delta_s = 129.73\text{Mpa} < \overline{\delta_s} = 201,63\text{Mpa} \dots\dots\dots \text{CV.}$

**b) Sur appui :**

**M<sub>u,a</sub> = 74.24KN. m;**

➤ **Calcul des moments réduits :**

$$\mu = \frac{M_{u,t}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{74.24 \cdot 10^3}{14,2 \times 30(42,5)^2} = 0,096 ;$$

$\mu = 0,096 < \mu_{AB} = 0,395 \Rightarrow$  Pivot A;

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires A'=0

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348\text{MPa} ;$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,126;$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,949 ;$$

➤ **Détermination de la section théorique des aciers tendus :**

$$A_{u,a} = \frac{M_{u,a}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{74,24 \times 10^3}{348 \times 0,949 \times 42,5} = 5,29 \text{ cm}^2;$$

$$\text{On a: } A_{u,a} = 5,29 \text{ cm}^2;$$

-ELA:

$$M_{ac,a} = 83,31 \text{ KN.m};$$

$$\mu = \frac{M_{ac,a}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{83,31 \cdot 10^3}{14,2 \times 30(42,5)^2} = 0,108 ;$$

$$\mu = 0,108 < \mu_{AB} = 0,395 \Rightarrow \text{Pivot A};$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires  $A' = 0$

$$\alpha = 0,143 ;$$

$$\beta = 0,943 ;$$

➤ **Détermination de la section théorique des aciers tendus :**

$$A_{ac,a} = \frac{M_{ac,u}}{\delta_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{83,31 \cdot 10^3}{400 \cdot 0,943 \cdot 42,5} = 5,19 \text{ cm}^2;$$

$$A = \max(A_{ac}, A_u, A_{\min}) = 6,75 \text{ cm}^2 ;$$

$$\text{On adopte } A = 6\text{HA14} = 9,23 \text{ cm}^2$$

• **Vérification des contraintes à L'ELS :**

Le calcul se fera dans un cas de fissuration jugé préjudiciable, (A.4.5.31 du BAEL91 V 99).

$$M_{s,a} = 54,35 \text{ KN.m};$$

♦ **Position de l'axe neutre :**

C'est la solution  $y$  positive de l'équation :

$$\frac{b}{2}y_{ser}^2 + 15(A' + A)y_{ser} - 15(A'_c + Ad) = 0 \text{ Et on a : } A' = 0 ;$$

$$\frac{b}{2}y_{ser}^2 + 15(A)y_{ser} - 15(Ad) = 17,5y_{ser}^2 + 15(12,06) - 15(12,06 \times 42,5) = 0;$$

$$\sqrt{\Delta} = 610,09;$$

$$y = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a} = 15,72 \text{ cm};$$

$$y_{ser} = \mathbf{15,72 \text{ cm.}}$$

♦ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{by^3}{3} + 15[A(d - y_2)^2 + A'((y_2 - d)^2)] \text{ Et on a : } A' = 0 ;$$

$$I = \mathbf{138138,975 \text{ cm}^4}.$$

• **Vérification des contraintes :**

- **Contraintes maximales de compression de béton:**  $\delta_{bc} \leq \overline{\delta_{bc}}$  (A.4.5.2 du BAEL)

Avec :  $\sigma_{bc}$  : Contrainte maximale dans le béton comprimé ;

$\overline{\sigma_{bc}}$  : Contrainte limite dans le béton comprimé. ( $\overline{\sigma_{bc}} = 0,6f_{c28}$ )

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ Mpa};$$

$$\sigma_{bc} = \frac{y_c \cdot M_s}{I} = 6,18 \text{ Mpa};$$

Donc :  $\delta_{bc} = \mathbf{6,18 \text{ Mpa}} \leq \overline{\delta_{bc}} = \mathbf{15 \text{ Mpa}} \dots \dots \dots \text{CV.}$

- **Contraint maximale de traction des aciers :**  $\delta_s \leq \overline{\delta_s}$  (A.4.5.3 du BAEL)

$$\overline{\delta_s} = \min\left[\frac{2}{3}F_e E, \max\left[110\sqrt{nf_{tj}}, \frac{f_e}{2}\right]\right] = \mathbf{201,63 \text{ Mpa}} ;$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_s}{I} (d - y) = \mathbf{158,04 \text{ Mpa}} ;$$

$$\delta_s = 158,04 \text{ Mpa} < \bar{\delta}_s = 201,63 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

- Vérification de l'effort tranchant :

$$T_{u \max} = 72.20 \text{ KN} ;$$

**-Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :**

$$T_u \leq 0,267 \cdot a \cdot b_0 \cdot f_{c28}$$

$$a = 0,9d = 0,9 \times 42,5 = 38,25 \text{ cm};$$

Avec :

$$T_u = 72200 \text{ N} \leq 0,267 \times 38,25 \times 30 \times 25 \cdot 10^2 = 765956.25 \text{ N} \dots\dots\dots \text{CV} ;$$

Donc : pas d'influence de l'effort tranchant au voisinage d'appui.

- **Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures Longitudinales :**

On doit vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_{ad} = \min \left( 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) ;$$

$$\bar{\tau}_{ad} = \min (2,50 ; 5 \text{ MPa}) = 2,50 \text{ MPa} ;$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} + \frac{72200}{1487,5 \times 100} = 0.566 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.566 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_{ad} = 2,50 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Alors les armatures transversales sont perpendiculaire à la ligne moyenne.

- **Section et écartement des armatures transversales A :**

Diamètre des armatures transversales :

Le diamètre  $\phi_t$  des armatures transversales doit être inférieur ou égal à la valeur minimale suivante :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_L; \frac{b}{10}\right)$$

Avec :

h : Hauteur totale de la poutre ;

$\phi_L$  : Diamètre maximal des armatures longitudinales ;

b : Largeur d'âme de la poutre.

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{45}{35}; \frac{30}{10}; 1,2\right) = 1,2;$$

On prend :  $\phi_t = 8\text{mm}$  de nuance d'acier FeE400  $\Rightarrow 4\phi_8 \rightarrow A_t = 2,01\text{cm}^2$ .

- **L'espacement des armatures transversales :**

Suivant le **RPA99** :

\*Zone nodale :

$$\delta_{t4} \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi; 30\text{cm}\right) = \min\left(\frac{45}{4}; 12 \times 1,2; 30\right) = 11,25 \Rightarrow \delta_t = 10\text{cm}.$$

\*Zone courant :

$$\delta_{t5} \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{2} \Rightarrow \delta_t = 15\text{cm};$$

Donc :

$\delta_t = 15\text{cm}$  En zone courant ;

$\delta_t = 10\text{cm}$  En zone nodale.

➤ **Vérification des armatures transversales :**

$$A_{t \min} = 0,003 \times 10 \times 35 = 1,05 \text{cm}^2 ;$$

$$A_{t \min} = 0,003 \times 15 \times 35 = 1,57 \text{cm}^2.$$

**Remarque :**

Etant donné que la procédure des sollicitations ainsi que le calcul du ferrailage est la même que celle déjà montrée ci-dessus, on donne directement les valeurs des armatures trouvées et le choix du ferrailage.

❖ **Calcul récapitulatif des poutres :**

➤ **Etage courant :**

Désignation		$\mu$	$\alpha$	$\beta$	$\delta_s$	$\bar{\delta}_s$	$\delta_{bc}$	$\bar{\delta}_{bc}$	Acal
<b>Poutre P</b> <b>(30*45)</b>	<b>Travées</b>	0.059	0.076	0,969	191.01	201,66	4.883	15	6.75
	<b>Appuis</b>	0.096	0.126	0,949	158.04	201,66	6.18	15	6.75
<b>Poutre S</b> <b>(30*35)</b>	<b>Travées</b>	0.012	0.015	0.994	20.65	201,66	7.88	15	5.25
	<b>Appuis</b>	0.024	0.03	0.998	41.31	201,66	1.57	15	5.25

**Tableau V.3 : Résultats de calcul des poutres en flexion simple**

Type des poutres		$A_{min}[cm^2]$		$A_{cal}[cm^2]$	Barres choisies	$A_{cor}[cm^2]$	Longue ur de recouvr ement
		BAEL	RPA				
Poutre P(30*45)	Travée	1,79	6.75	6.75	6HA12	6.78	48
	Appui	1,79	6.75	6.75	6HA14	9.23	48
Poutre S (30*35)	Travée	1.18	5.25	5.25	6HA12	6.78	48
	Appui	1.18	5.25	5.25	6HA12	6.78	48

Tableau V.4 : Les barres choisies pour les poutres

V.2.6. Schéma de ferrailage des poutres :

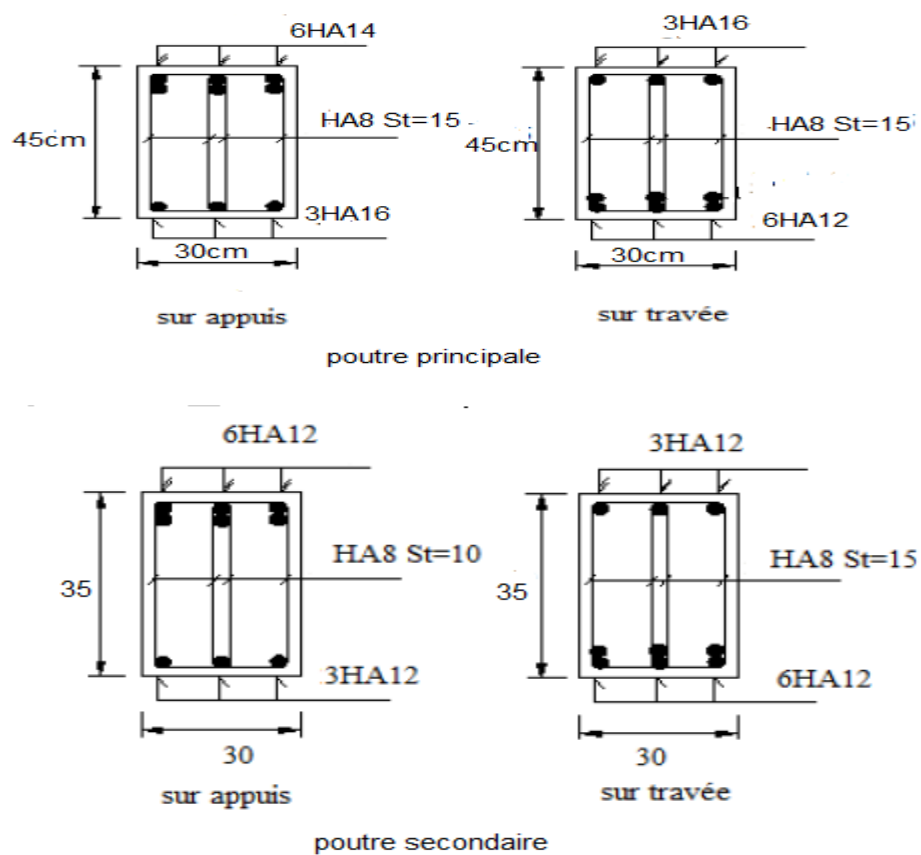


Figure V.2: Schéma de ferrailage des poutres.

### V.3. Ferrailage des poteaux

#### V.3.1. Aspect réglementaire :

- **Les combinaisons accidentelles :**

Suivant **RPA** :

Les combinaisons d'action à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations de calcul sont :

- ✓ **ELA** :

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E ; \\ 0,8 G \pm E. \end{array} \right.$$

Avec :

**G** : Charge permanentes ;

**Q** : Charge d'exploitation non pondérées ;

**E** : Action du séisme représentée par des composantes horizontales.

- **Les combinaisons fondamentales :**

Suivant le **BAEL** :

**-ELU** :  $1,35G + 1,5Q$  ;

**-ELS** :  $G + Q$ .

Les poteaux seront calculés à la flexion composée en fonction des moments fléchissant (**M**) et des efforts normaux (**N**).

Donc trois cas peuvent se présenter à savoir :

- 1<sup>er</sup> cas :  $N_{\max} \rightarrow (M_{Z\text{cor}} ; M_{Y\text{cor}})$  ;
- 2<sup>eme</sup> cas :  $M_{Z\text{max}} \rightarrow N_{\text{cor}} ; M_{Y\text{max}} \rightarrow N_{\text{cor}}$  ;
- 3<sup>eme</sup> cas :  $N_{\min} \rightarrow (M_{Z\text{cor}} ; M_{Y\text{cor}})$ .

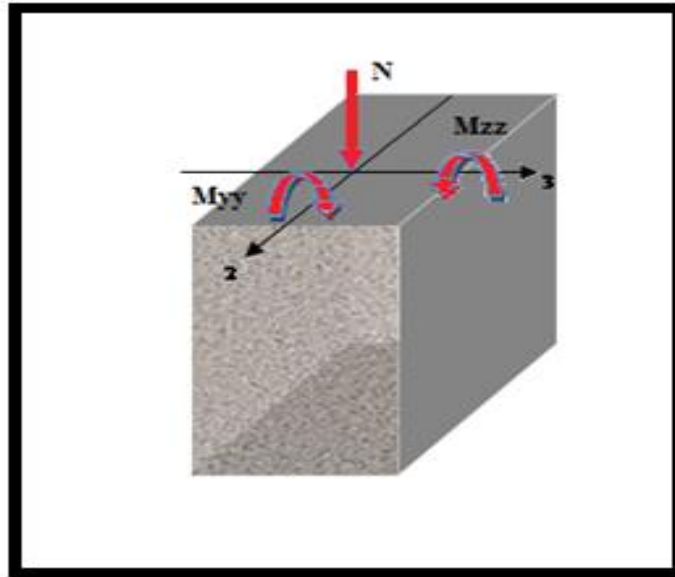


Figure V.3: Sollicitations sur les poteaux.

On a 3 type des poteaux ; à savoir :

- Type 1 : 40\*40 ;
- Type 2 : 40\*60 ;
- Type 3 : D = 40cm.

a) Armatures longitudinales :

- Condition imposée par le RPA 99 [7.4.2.1 P65] :

Les armatures doivent être à haut adhérence, droites et sans crochet avec un diamètre minimum de **12mm**.

- Armatures minimales :

$0,8\% \times B$  en zone I ;  
 $4\% \times B$  en zone courant ;  
 $6\% \times B$  en zone recouvrement.

- Armatures maximales

Avec :

**B** : Section du poteau.

\*Longueur de recouvrement est de  $40\phi$  en zone I  $\Rightarrow L_{re} = 48\text{cm}$ ;

\* Le recouvrement se fait, si possible, à l'extérieur de la zone nodale ;

\* La distance entre les barres verticale dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm.

**b) Armatures minimales :**

$$A_{\min} = B \frac{f_{c28}}{f_e}$$

**c) Armatures transversales :**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivant :

$$\frac{A_t}{\delta_t} = \frac{P_a \cdot V_u}{h_L \cdot f_e}$$

Avec :

- $V_u$  : Effort tranchant de calcul ;
- $h_L$  : Hauteur totale de la section brute ;
- $f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale ;
- $P_a$  : Est le coefficient correcteur qui tient compte de l'élançement géométrique des poteaux dans la direction considérée  $P_a = 2,5$  si  $\lambda_g \geq 5$  et à  $3,75$  dans le cas contraire.
- $\delta_t$  : l'espacement des armatures transversales qui peut être déterminé comme suit : **(RPA 99 7.4.2.2)** :

Donc la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires

$$\delta_t \leq \min(10\phi_L; 15\text{cm}) \text{ En zone I et II ;}$$

$$\text{Dans la zone courant : } \delta_t \leq 15\phi_{L\min}$$

$\phi_{L\min}$  : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

$A_t/\delta_t \cdot b$  en % et est donnée comme suit :

- Si  $\lambda_g \geq 5$ : 0,3%;
- Si  $\lambda_g \leq 3$ : 0,8% ;
- Si  $3 < \lambda_g < 5$ : interpoler entre les valeurs limites précédentes.

$\lambda_g$  : est l'élançement géométrique du poteau ;

Avec :  $\lambda_g = \frac{l_f}{h}$  ou  $\frac{l_f}{b}$ ;

Avec **h** et **b** sont les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et **l<sub>f</sub>** longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à **135°** ayant une longueur droite de **10φ<sub>t</sub> minimum**.

**V.3.2. Les sollicitations :**

Cas	Efforts	ELU	ELS	ELA
<b>Cas 1</b>	<b>1N<sub>max</sub>[KN]</b>	859.25	627.25	684.25
	<b>M<sub>Ycor</sub>[KN.m]</b>	18	15	153.3
	<b>M<sub>Zcor</sub>[KN.m]</b>	25.3	18.3	217.83
<b>Cas 2</b>	<b>N<sub>max</sub>[KN]</b>	804.4	573.08	602.23
	<b>M<sub>Ycor</sub>[KN.m]</b>	25	18	141.99
	<b>M<sub>Zcor</sub>[KN.m]</b>	26.6	19.2	215.23
<b>Cas 3</b>	<b>N<sub>max</sub>[KN]</b>	852.4	622.26	677.73
	<b>M<sub>Ycor</sub>[KN.m]</b>	13	95	142.18
	<b>M<sub>Zcor</sub>[KN.m]</b>	16	11.8	215.67

**Tableau V.5:** Sollicitation des poteaux (40\*40).

**V.3.3. Exemple de calcul Poteau (40\*40) :**

1<sup>er</sup> cas : 1,35G+1,5Q

$$N_{\max} = 859.26\text{KN}; M_{\text{cor}} = 18\text{N. m}; M_{\text{ser}} = 15\text{KN. m};$$

➤ Calcul de l'excentricité:

$$e_1 = \frac{M}{N} = \frac{18}{859.26} = 0,02\text{m};$$

$$\alpha = 10 \left( 1 - \frac{M_u}{1,5M_{\text{ser}}} \right) = 10 \left( 1 - \frac{18}{1,5 \times 15} \right) = 2;$$

$$\alpha = 2; \phi = 2;$$

$$e_2 = \frac{3I_f^2}{10000h} (2 + \alpha\phi) = \frac{3 \times (0,7 \times 3.6)}{10000 \times 0,4} (2 + 2 \times 2) = 0,0113\text{m};$$

$$e_2 = 0,0113\text{m};$$

$$e_a = \max \left( 2\text{cm}, \frac{L}{250} \right) = 0,020\text{m};$$

$$e = e_1 + e_2 + e_a = 0,0513\text{m}.$$

\*Calcul de coefficient de remplissage  $\psi$ :

$$\psi_1 = \frac{N_u}{b. h. \sigma_{bc}} = \frac{859.26 \times 10^3}{400 \times 400 \times 14,17} = 0,37$$

$$\text{Donc : } \psi_1 = 0,37;$$

$$\varepsilon = f(\psi_1)$$

➤ Calcul l'excentricité critique relative  $\zeta$  :

$$\psi_1 \leq \frac{2}{3} \Rightarrow \varepsilon = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\psi_1}}{4 \times (3 + \sqrt{9 - 12\psi_1})} = 0,152;$$

$$e_{\text{NC}} = \varepsilon \times h = 0,061\text{m};$$

$$e = 0,0603\text{m} < e_{\text{NC}} = 0,061\text{m} \Rightarrow \text{section entièrement comprimée};$$

$$A'_{\text{smi}} = 8\text{cm}^2 \times \text{périmètre de la section};$$

$$A'_{smin} = 4 \times [(0.4 + 0.4) \times 2] = 6.4\text{cm}^2;$$

On vérifie la section minimale par la règle du millième et par la règle de fragilité :

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{smin} \geq \max\left(\frac{bh}{1000}, B \frac{f_{t28}}{f_e}\right);$$

$$A_{smin} \geq \max\left(\frac{40 \times 40}{1000}, 40 \times 40 \frac{2,1}{400}\right);$$

$$A_{smin} \geq \max(1.6\text{cm}^2, 8.4\text{cm}^2);$$

$$A_{smin} \geq 8.4\text{cm}^2.$$

Suivant le RPA :

- **Armatures maximales :**

\*en zone courante :

$$A_s \leq A_{max} = 4\%bh;$$

$$A_{max} = 0,04 \times 40 \times 40 = 64\text{cm}^2.$$

\*en zone de recouvrement:

$$A_s \leq A_{max} = 6\%bh;$$

$$A_{max} = 0,06 \times 40 \times 40 = 96\text{cm}^2.$$

Le diamètre minimum:  $\phi_{min} = 12\text{mm}$  .

- **Armatures minimales :**

$$A_{smin} = 0,8\% b.h = 0,008 \times 40 \times 40 = 12.8\text{cm}^2.$$

➤ **Choix des armatures:**

$$A_s \geq A_{smin} = 12.8\text{cm}^2.$$

On adopte:  $A_s = 8\text{HA}16 = 16.09\text{cm}^2$ .

- Vérification vis-à-vis de l'état limite de service :
  - Contraint maximale de compression de béton :

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$  ;

Avec :  $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa}$

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{15}{627.25} = 0,024\text{m}$$

$$S = bh + 15A_{min} = 40 \times 40 + 15 \times 16.09 \Rightarrow S = 1600 + 241.35 = 1841.35\text{cm}^2.$$

$$X_G = 15 \frac{A'_s \times \left(\frac{h}{2} - d'\right) - A_s \times \left(d - \frac{h}{2}\right)}{bh + 15(A_s + A'_s)} \Rightarrow X_G = 0.72;$$

$$I = \frac{bh^3}{12} + bhX_G^2 + 15 \left[ A'_s \left(\frac{h}{2} - d' - X_G\right)^2 + A_s \left(d - \frac{h}{2} + X_G\right)^2 \right] \Rightarrow I = 301291.5\text{cm}^4.$$

$$\sigma_{sup} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{N_{ser}(e - X_G) \left(\frac{H}{2} - X_G\right)}{I} \Rightarrow \sigma_{sup} = 6.37\text{Mpa} < \sigma_{bc} = 15\text{Mpa};$$

(De la fibre supérieure).

$$\sigma_{inf} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{N_{ser}(e - X_G) \left(\frac{h}{2} + X_G\right)}{I} \Rightarrow \sigma_{inf} = 4.18\text{Mpa} < \sigma_{bc} = 15\text{Mpa};$$

(De la fibre inférieure).

$$\text{Max}(\sigma_{inf}, \sigma_{sup}) = 6.37 \text{ Mpa} < \sigma_{bc} = 15\text{Mpa}.$$

- Calcul des armatures transversales :

$$L_f = 0,7 \times 3,6 = 2,52 \text{ m};$$

$$\lambda_g = \frac{L_f}{h} = \frac{252}{40} = 6.3 > 5;$$

$$\text{Si } \lambda_g \geq 5 \Rightarrow \rho_a = 3,75$$

$$\text{Si } \lambda_g < 5 \Rightarrow \rho_a = 2,50$$

Donc :

$$\lambda_g > 5 \Rightarrow \rho_a = 3.75$$

$\lambda_g$ : Est l'élançement géométrique du poteau (D'après le RPA99 Version 2003 L'Article (7.4.2.2)).

- Suivant le **BAEL** :

$$t \leq \min(1,5\phi_L^{\min}; 40\text{cm}; b + 10\text{cm})$$

$$\phi_L^{\min} = 12\text{mm}$$

$$t \leq \min(18; 40; 60)$$

$$t \leq 18\text{cm} \Rightarrow t = 15\text{cm}$$

- Suivant le **RPA** :

D'après les règles RPA 99/V2003 : (zone II)

\*Zone nodale :

$$t \leq \min(10\phi_L^{\min}; 15\text{cm});$$

$$t \leq 10\text{cm} \Rightarrow t = 10\text{cm}$$

\*Zone courante :

$$t' \leq 15\phi_L^{\min};$$

$$t' \leq 15\text{cm} \Rightarrow t' = 15\text{cm}$$

• **Diamètre des armatures transversales (BAEL 91) :**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{L\max}}{3} = \frac{20}{3} = 6,66.$$

Donc on prendra  $\phi_t = 8\text{mm}$  avec une nuance d'acier **FeE235**.

• **Détermination de la section des armatures transversales :**

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{hf_e} \Rightarrow A_t = \frac{\rho_a V_u t}{hf_e} = 1.88 \text{cm}^2;$$

$$A_t = 1.88 \text{cm}^2.$$

- Armatures transversales minimales :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{h} = \frac{252}{40} = 6.3 > 5;$$

On a:

$$\lambda_g \geq 5 \Rightarrow \frac{A_{tmin}}{t.b} = 0,3\% \Rightarrow 0,3\% t.b_1;$$

$$A_{tmin} = 0,003 \times 10 \times 40 = 1,2 \text{cm}^2;$$

$$A_{tmin} = 1.2 \text{cm}^2;$$

$$A_t = 8\text{HA6} = 2.26 \text{cm}^2 > A_{tmin} = 1,5 \text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

- Schéma de ferrailage de poteau:

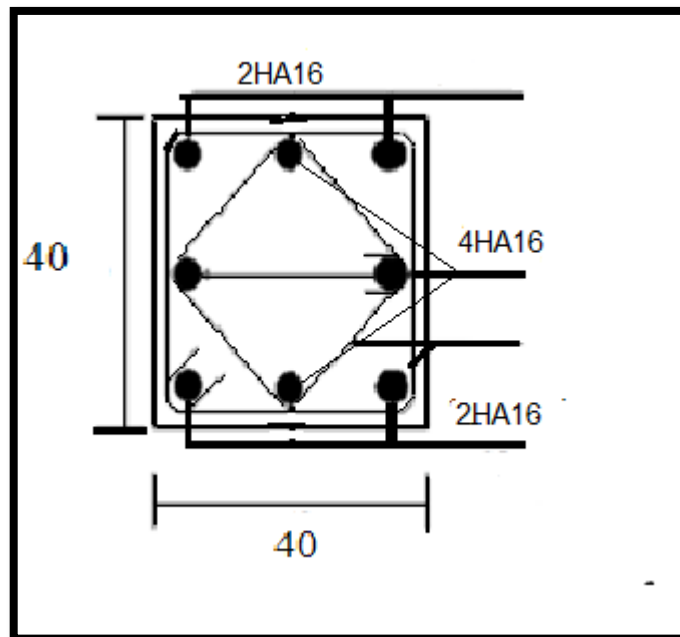


Figure V.4: Schéma de ferrailage de poteaux (40\*40)

### V.3.4. Calcul récapitulatif des poteaux:

**V.3.4.1.Poteau (40\*60) :**

<b>Cas</b>	<b>A<sub>cal</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>A<sub>min</sub>RPA (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Choix</b>	<b>A<sub>adopté</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Longueur de Recv (cm)</b>
<b>Cas 1</b>	12.6	19.2	4HA20+4HA16	20.61	48
<b>Cas 2</b>	12.6	19.2	4HA20+4HA16	20.61	48
<b>Cas 3</b>	12.6	19.2	4HA20+4HA16	20.61	48

**Tableau V.6:**Calcul et choix des sections d'armatures.

- **Vérification à l'ELS :**

<b>Cas</b>	<b>N<sub>ser</sub> (KN)</b>	<b>M<sub>ser</sub> (KN.m)</b>	<b>σ<sub>bc</sub> (Mpa)</b>	<b>σ̄<sub>bc</sub> (Mpa)</b>	<b>σ<sub>s</sub> (Mpa)</b>	<b>σ̄<sub>s</sub> (Mpa)</b>
<b>1</b>	858.84	20.57	8.11	15	94.2	201.66
<b>2</b>	740.13	7.72	6.4	15	89.15	201.66
<b>3</b>	793.32	34.75	3.26	15	139.58	201.66

**Tableau V.7:** Vérification des contraintes.

- **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{19.98 \times 10}{40 \times 57.5} = \mathbf{0.86 \text{ Mpa}} ;$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4\text{Mpa}\right) = \mathbf{25\text{Mpa}};$$

$$\tau_u = \mathbf{0.86 \text{ Mpa}} \leq \bar{\tau}_u = \mathbf{25 \text{ Mpa}} \dots\dots\dots \mathbf{CV.}$$

- Schéma de ferrailage:

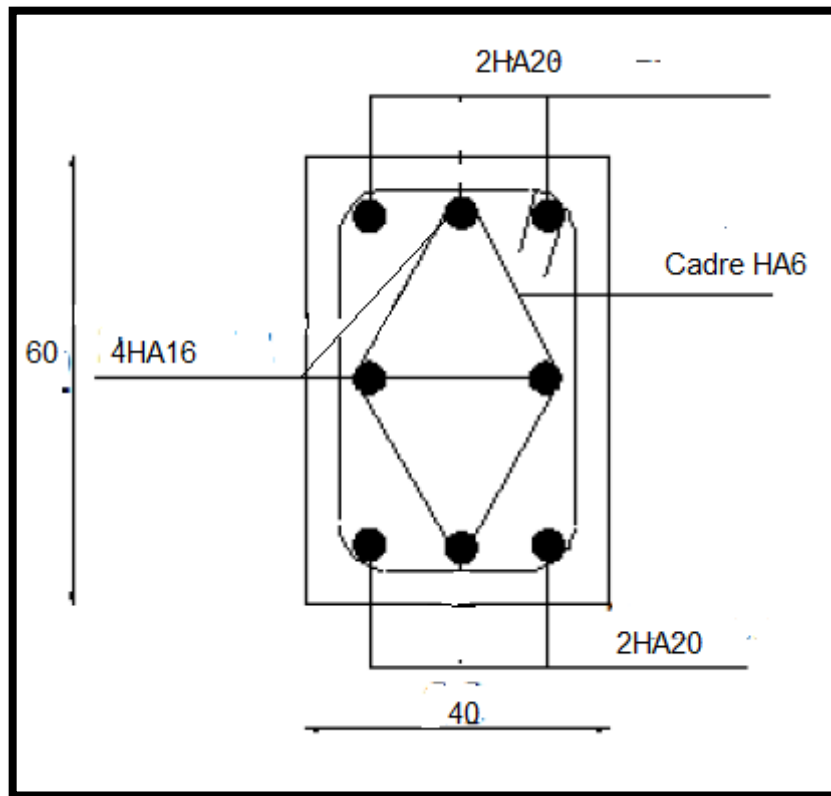


Figure V.5:Schéma de ferrailage de poteaux (40\*60).

V.3.4.2.Poteau circulaire (D= 40 cm):

Cas	$A_{cal}$ ( $cm^2$ )	$A_{min\ RPA}$ ( $cm^2$ )	Choix	$A_{adopté}$ ( $cm^2$ )	Longueur de Recv (cm)
Cas 1	6,28	15,40	8HA16	16,09	48
Cas 2	6,28	15,40	8HA16	16,09	48
Cas 3	6,28	15,40	8HA16	16,09	48

Tableau V.8:Calcul et choix des sections d'armatures.

- Vérification à l'ELS :

Cas	N <sub>ser</sub> (KN)	M <sub>ser</sub> (KN.m)	σ <sub>bc</sub> (Mpa)	σ̄ <sub>bc</sub> (Mpa)	σ <sub>s</sub> (Mpa)	σ̄ <sub>s</sub> (Mpa)
<b>1</b>	442.28	21	7.48	15	94.32	201.66
<b>2</b>	441.58	20	4.98	15	56.18	201.66
<b>3</b>	418.58	31	3.25	15	22.55	201.66

**Tableau V.9: Vérification des contraintes.**

- **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{\pi R^2} = \frac{49 \times 10}{3.14 \times 20^2} = \mathbf{0.39 \text{ Mpa}};$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4\text{Mpa}\right) = \mathbf{25\text{Mpa}};$$

$$\tau_u = 0.39\text{Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 25 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \mathbf{CV.}$$

- **Vérification de l'effort normal :**

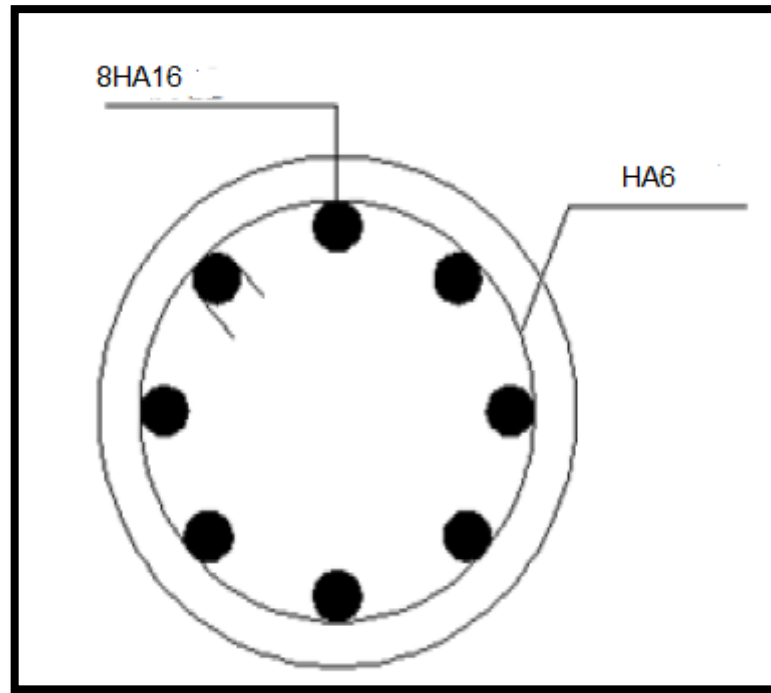
$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0,30;$$

**N<sub>d</sub>** : L'effort normal de calcul s'exerçant sur une section du béton ;

**B<sub>c</sub>** : Section brute ;

**f<sub>c28</sub>** : La résistance caractéristique du béton.

- **Schéma de ferrailage :**



**Figure V.6:** Schéma de ferrailage de poteaux circulaire.

# Chapitre VI

## Etude d'infrastructure

## VI.1. Introduction

L'instabilité des constructions lors d'un séisme majeur est souvent causée par le sous dimensionnement des fondations. Celles-ci doivent transmettre au sol, les charges verticales et les charges sismiques horizontales. Cela exige d'une part une liaison efficace des fondations avec la superstructure, et d'autre part, un bon ancrage au niveau du sol.

## VI.2. Calcul des longrines

### VI.2.1. Introduction :

Les longrines sont des en général en béton arme, qui sont coulées sur le sol et qui relie des Fondations superficielles ou des semelles sur pieux.

Leur rôle est de transmettre les efforts de traction et de compression pouvant exister entre les fondations, accessoirement ils peuvent jouer le rôle de poutre pour reprendre des charges verticale ou des moments

### VI.2.2 Pré dimensionnement :

D'après le règlement RPA99 **Version 2003 Article (10.1.1)** les longrines auront des dimensions minimales selon la qualité du sol (nous avant  $S_3$  alors la section minimale: 20cm,  $15\phi_L$ ) pour des raisons constructives nous adopterons les dimensions suivantes :

$$b = 30, h = 40\text{cm}$$

### VI.2.3 Ferrailage longitudinale des longrines:

#### A. Etat limite ultime :

Les longrines doivent calculées pour résister à la traction sous l'action d'une forces est égale à :

$$F = N_{\max} / \alpha > 20\text{kN (RPA 99 Version 2003)}$$

$\alpha = 15$ : coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée

$N_{\max}$  : l'effort normal ultime du poteau le plus sollicité.

$N_{\max}$ : 1156, 53 KN;

$$F = 1156.53/15 = 77.102 > 20 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

$$A_s = \frac{F}{\sigma_s} = \frac{77.102 \times 10}{348} = 2.22 \text{ cm}^2$$

**B. Etat limite service :**

Si la fissuration est considérée comme préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, \max (110 \sqrt{\eta f_{ij}}, 240 \text{ Mpa}) \right\}.$$

$$\eta = 1,6$$

$$\bar{\sigma}_s = 201,6 \text{ Mpa} ; N_{ser} = 740 \text{ kN}$$

$$\sigma_{ser} = (N_{ser} / \alpha) / A_s \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\Rightarrow A_{ser} = (N_{ser} / \alpha) / \bar{\sigma}_s = (740 \times 10 / 15) / 201,6 = 2.45 \text{ cm}^2$$

• **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_s \geq b.d.f_{t28}/f_e$$

$$f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa} \quad f_e = 400 \text{ Mpa}$$

$$d = 45 \text{ cm} \quad b = 50 \text{ cm}$$

$$A_s \geq \frac{30 \times 37.5 \times 2,1}{400} = 5.9 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = 5.9 \text{ cm}^2$$

**C. Recommandation de l' RPA 99 Version 2003 :**

Le ferrailage minimum doit être de 0,6 % de la section de béton y compris les armatures longitudinales et les armatures transversales, tel que l'espacement des cadres ne doit pas dépasser le minimum de :

$$\text{Donc : } A_{SRPA} = 0,006(30 \times 40) = 7,2 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max (A_s; A_{ser}; A_{smin}; A_{RPA}) = 7,2 \text{ cm}^2$$

On adopte:  **$A_s = 2HA12+2HA14 = 7,6 \text{ cm}^2$**

**VI.2.4 Armatures transversales :**

**A. Diamètre des armatures transversales :**

Le diamètre  $\phi_t$  des armatures transversales doit être inférieur ou égal à la valeur minimale suivante :

$$\phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35} ; \phi_L ; \frac{b}{10} \right)$$

Avec :

$h$  : Hauteur totale de longrine.

$\phi_L$  : Diamètre maximal des armatures longitudinales.

$b$  : Largeur d'âme de la poutre.

$$\phi_{t,max} \leq \left( \frac{h}{35} ; \phi_L ; \frac{b}{10} \right) = \min(1.14; 1.5; 3) = 1.5$$

On prend :  $\phi_t = 8\text{mm}$  de nuance d'acier FeE400

**B. Espacement des armatures transversales (les cadres) :**

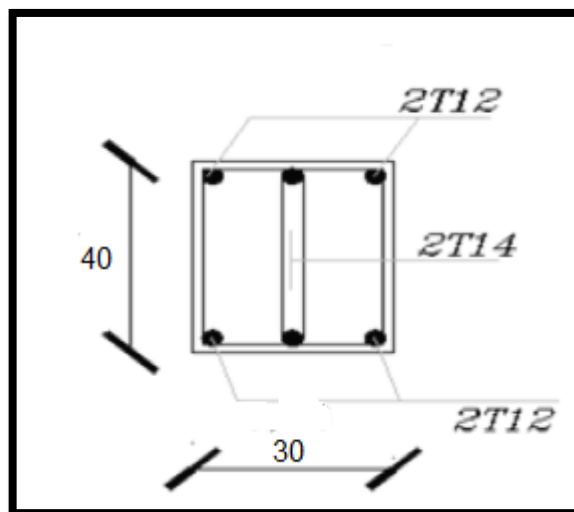
➤ D'après le règlement RPA99 Version 2003 Article (10.1.1)

$$St \leq \min (20\text{cm}, 15 \Phi_L)$$

$$St \leq \min (20\text{cm}; 15 \times 1, 2) = 18\text{cm}$$

On prend:  $St = 15\text{cm}$

**VI.2.5. Schéma de ferrailage:**



**Figure VI.1:**Schéma de ferrailage de longrine.

### VI.3. Etude du voile périphérique :

#### VI.3.1. Dimensionnement:

D'après le RPA99/version 2003, le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes:

- Epaisseur  $\geq 15$  cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10 % dans les deux sens (horizontal et vertical).
- Un recouvrement de  $40 \phi$  pour les renforcements des angles.

On adopte une épaisseur  $e = 20$  cm.

La hauteur du voile périphérique = 6,45 m.

#### VI.3.2. Détermination des sollicitations:

On prend comme hypothèse pour le calcul des voiles; un encastrement parfait au niveau du massif des fondations et libre à l'autre coté.

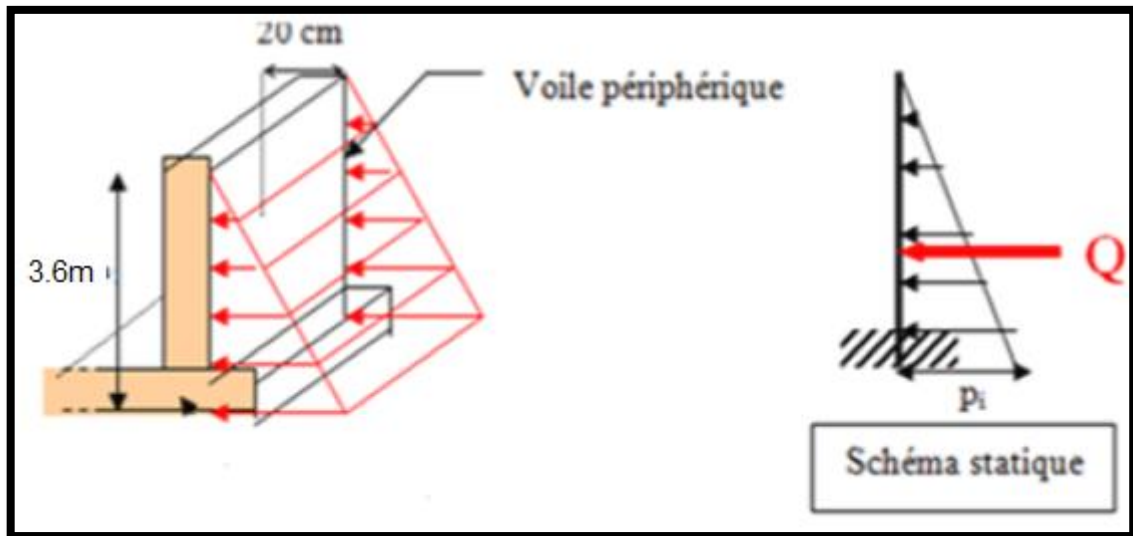


Figure VI.2: Pression des terres sur le voile périphérique.

**VI.3.3.Calcul de la force de poussée**

$H = 3,6\text{m}$

$\varphi$ : L'angle du frottement de remblai  $\varphi = 30^\circ$

$\gamma_r$ : poids spécifique du remblai  $\gamma_r = 18 \text{ KN/m}^3$

$K_a$ : Coefficient de poussée horizontale

$$K_a = \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}} \cos \beta$$

Pour  $\beta = 0^\circ \Rightarrow K_a = \tan^2 \left[ \left( \frac{\pi}{4} \right) - \left( \frac{\varphi}{2} \right) \right] = 0,33$

$$p = \frac{1}{2} K_a \cdot \gamma_b \cdot h^2$$

$$P = \frac{1}{2} \times 0,33 \times 3,6^2 \times 18 = 38,49 \text{ KN/ml}$$

Le voile périphérique le plus sollicité a comme largeur  $l_y=5.00\text{m}$  et comme hauteur  $l_x=3,6 \text{ m}$  ceci revient à dimensionner une dalle sur 4 appuis (les appuis sont les poteaux et les poutres). On applique donc les règles du BAEL 91 pour ce type de dalles pour 1 mètre linéaire.

**VI .3.4.Calcul des moments fléchissant :**

- Suivant la direction  $L_x$ :  $M_{0x} = \mu_x \cdot P \cdot l_x^2$
- Suivant la direction  $L_y$ :  $M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$

Tel que :

$\mu_x ; \mu_y$  : sont des coefficients donnés en fonction de  $\alpha$  :  $\alpha = \frac{L_x}{L_y}$

$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 1 > 0,4$  Le voile porte dans les deux sens

$\mu_x = 0,036, \mu_y = 1$

➤ **Calcul les moments isostatique :**

$M_{0x} = \mu_x \cdot p \cdot l_x^2 = 0.036 \times 38.49 \times 3.6^2 = 17.96 \text{ KN.m}$

$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 17.96 \text{ KN.m}$

En considérant les encastremets on aura les moments en appuis et en travée suivants :

➤ **Moment en travée** :  $M_{tx} = 0,85.M_{0x}$

$$M_{ty} = 0,85.M_{0y}$$

➤ **Moment sur appuis** :

$$M_x^a = M_y^a = 0,3.M_x$$

Valeurs des moments sont résumées dans le tableau ci-dessous :

Sens	En travée (KN.m)	En appui (KN.m)
x-x	15.27	5.39
y-y	15.27	5.39

**Tableau VI.1** : Valeurs des moments de calcul pour le voile périphérique.

**VI .3.5.L'effort tranchant maximal:**

$$V = \frac{pL_xL_y}{2L_y + L_x} = \mathbf{19.25\ KN}$$

**VI .3.6.Ferraillage des voiles :**

Le ferraillage se fait pour une bande de **1 m**

➤ **En travées** :

**Sens x-x** :  $M_{tx} = 15.27 \text{ KN.m}$

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées** :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = 0.032 < \mu_{AB} = 0,372$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires  $A' = 0$

$$\alpha = 1.209$$

$$\beta = 0.516$$

➤ **Détermination des armatures** :

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\sigma_s \beta d_x} = \mathbf{4.72 \text{ cm}^2}$$

➤ **Sens Y-Y** :  $M_{ty} = 15.27 \text{ KN.m}$

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_{tx}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = 0.035 < \mu_{AB} = 0.372$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires  $A' = 0$

$$\alpha = 0.0445$$

$$\beta = 0.982$$

➤ **Détermination des armatures :**

$$A_{ty} = 2.63 \text{ cm}^2$$

➤ **En appui:**

$M^a$ (N.m)	$\mu$	$\mu_1$	$\alpha$	$\beta$	$A^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )
5.39	0,011	0,372	0,014	0,994	0.86

**Tableau VI.2 :** Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en appuis terrasse.

**a. Condition de non fragilité**

➤ D'après le BAEL91 Article (B.7.4)

La dalle est appuyée sur ces 4 cotés, avec :  $12 \text{ cm} < h = 20 \text{ cm} < 30 \text{ cm}$ .

On doit avoir pour les armatures inférieures et supérieures.

- $A_x \geq \rho_0 \frac{3 - \frac{L_x}{L_y}}{2} b h_0 = 2,1 \text{ cm}^2$
- $A_y \geq \rho_0 \cdot b \cdot h_0 = 0,0006 \times 100 \times 20 = 1,2 \text{ cm}^2$ .

**b. Armatures minimales exigées par le RPA 99/version 2003:**

➤ D'après le RPA 99/version 2003 Article (10.1.1):

$$A_{RPA} = 0,10\% \cdot b \cdot h$$

$$A_{RPA} = 0,001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$$

$$A_{adp} = \max(A_{cal}; A_{min}).$$

		$A^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{RPA}$ (cm <sup>2</sup> )	A (cm <sup>2</sup> )	$A_{adp}$ (cm <sup>2</sup> )
En Travée	Sens xx	4.72	1,26	2	2	7HA10=5.49
	Sens yy	2,63	1,20	2	2	5HA10=3,925
Sur Appui		0.86	1,26	2	2	5HA10=3,925

Tableau VI.3 : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée et en appuis.

**VI.3.7.L'écartement des armatures:**

➤ D'après le BAEL91 Article (A.8.2, 42) :

Les écartements choisis pour les armatures sont admissibles puisqu'ils sont inférieurs aux valeurs maximales données par :

- La direction la plus sollicitée :  $\min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$ .

$$S_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm}.$$

- La direction perpendiculaire :  $\min(4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$ .

$$S_t = 20 \text{ cm} < 45 \text{ cm}.$$

➤ D'après le RPA99 Version 2003 Article (10.1.1)

$$S_t \leq \min(3e; 33\text{cm})$$

$$S_t \leq \min(3 \times 20; 33\text{cm}) = 33\text{cm}.$$

On adopte:  $S_t = 20\text{cm}$

**VI.3.8.Vérification de l'effort tranchant :** d'après le BAEL91 Article (A.5.1)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.107 < \tau_{adm} = 2.25\text{Mpa}$$

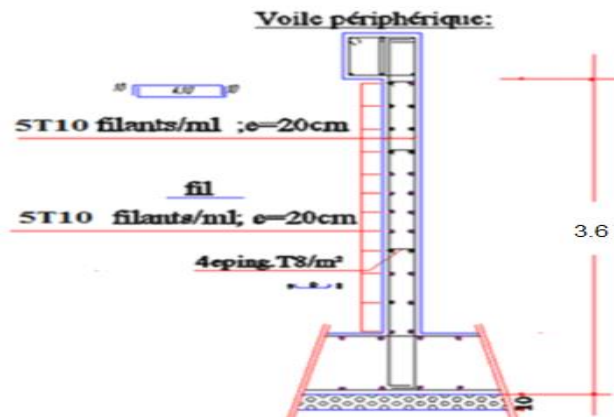


Figure.VI.3: Schéma de Ferrailage de voile périphérique.

## VI.4. Etude de fondation

### VI.4.1. Introduction :

Les fondations sont des éléments qui sont directement en contact avec le sol, elles sont destinées à transmettre au sol, de façon uniformément répartie, les sollicitations dues aux poids de l'édifice, aux charges d'occupation et aux contraintes exercées par le vent et les secousses sismiques. Cette transmission peut être directe (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) ou être assurée par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux).

Le choix du type de fondation dépend du :

- ♦ Type d'ouvrage construire.
- ♦ La nature et l'homogénéité du bon sol.
- ♦ . La capacité portante du terrain de fondation.
- ♦ La charge totale transmise au sol.
- ♦ La raison économique.
- ♦ La facilité de réalisation

### VI.4.2.Choix du type de fondations :

La méthodologie utilisée pour la présente étude est celle basée sur l'ordre privilégié suivant :

- ♦ Semelles (isolées et filantes)
- ♦ Radier général
- ♦ Fondation profonde (Pieux)

Cependant, par insuffisance de données géotechniques, les fondations profondes seront exclues de cette étude. Aussi, pour le cas des semelles ; lorsque la surface occupée par celles-ci dépasse 50% de la superficie totale du bâtiment, il y'aura un risque inévitable de chevauchement des semelles, et donc nous passerons au choix suivant.

Le calcul des fondations se fait comme suit :

- Dimensionnement à l'E.L.S  $N_{ser} = G + Q$  ;
- Ferrailage à l'E.L.U.  $N_u = 1.35G + 1.5Q$ .

➤ **Semelle isolé :**

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal  $N_s$  qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A \times B \geq N_s / \bar{\sigma}_{sol}$$

Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = k = 1 \Rightarrow A = B$$

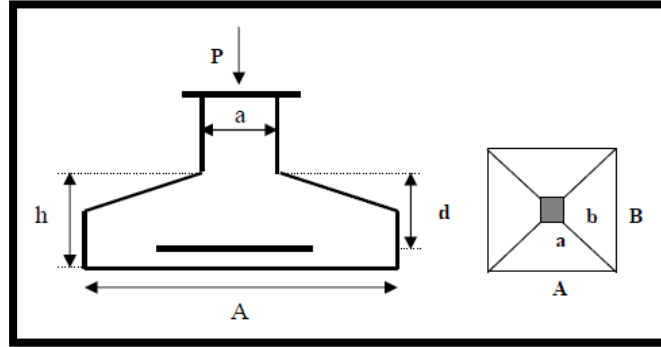


Figure VI.4 : Schéma d'une semelle isolée.

$$A^2 \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}} \Rightarrow A \geq \sqrt{\frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}}$$

On a :

$$N_s = 740 \text{ KN}; \quad \bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow S \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{740}{200} = 3.7 \text{ m}^2;$$

La surface totale des semelles isolée :  $S_{isolé} = S \times N = 3.7 \times 54 = 199.8 \text{ m}^2$ ;

N : nombre des semelles isolés (poteaux).

➤ **Semelles filantes :**

➤ **Dimensionnement des semelles filantes sous les voiles :**

$$G_{voiles} = \text{KN};$$

$$Q_{voiles} = \text{KN};$$

$$\bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G + Q}{S};$$

$$S \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{1710,32}{200} = 8,55 \text{ m}^2;$$

$$S_{filante} = 8,55 \text{ m}^2.$$

Le rapport de la surface des semelles par rapport à la surface totale de la structure est de :

$$S_{batiment} = 736.4 \text{ m}^2.$$

$$\frac{S_{\text{semelles}}}{S_{\text{batiment}}} = \frac{S_{\text{isolé}} + S_{\text{filante}}}{S_{\text{batiment}}} = \frac{199.8 + 8.55}{736.4} = 0,282.$$

Faisant le rapport  $S_{\text{semelles}}/S_{\text{batiment}}$  , on déduit :

La surface totale de la semelle dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment, ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Pour cela on a opté pour un radier général comme type de fondation, ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la structure ;
- La réduction des tassements différentiels ;
- La facilité d'exécution.

**VI.4.3. Calcul des semelles :**

Les calculs sont effectués sous la plus défavorable des combinaisons suivantes :

- **1,35G + 1,5Q**
- **G+ Q ;**
- **G+Q+ E ;**
- **0,8 E + G +Q ;**

**VI.4.4. Calcul des semelles isolées :**

- **Condition d'homogénéité :**

**a = 60cm ; b=60cm;**

**A/B = a/b = k = 1.**

On a :

Combinaison	Effort normal N [KN]	Moment $M_x$ [KN.m]	Moment $M_y$ [KN.m]
ELU	1013.52	5	10.62
ELS	740	3	7.72
G + Q + E	840.78	6.91	413.6
G + Q + 0,8 E	616.22	6.9	426.62

**Tableau VI.4.** Sollicitations des semelles isolées .

La semelle est soumise à la flexion composée :

$$\frac{N_{ser}}{\sigma_{ser}} = 9.59m^2 > \frac{N_u}{\sigma_{ult}} 6.63m^2;$$

Donc le pré dimensionnement se fera à l'ELS

$$\sigma_{sol} > \overline{\sigma_{sol}};$$

$$\overline{\sigma_{sol}} = \frac{N_s}{A \times B} \Rightarrow A \times B = \frac{N_s}{\overline{\sigma_{sol}}};$$

$$\text{Donc : } B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\overline{\sigma_{sol}}}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{1631.96}{200}} = 2.85 \text{ m};$$

$$A \geq B \times 1 = 2.85m;$$

Donc finalement on choisit une semelle de  $(2.90 \times 2.90)m^2$ .

• **Détermination de 'd' et 'h' :**

D'après la condition de rigidité (**méthode des bielles**)

$$A - a \geq d \geq \frac{B - b}{4} \Rightarrow 2.90 - 0.50 \geq d \geq \frac{2.90 - 0.50}{4};$$

$$2.4 \geq d \geq 0.6;$$

On adopte :  $d = 60\text{cm}$  ;

D'où :  $h = d + 5\text{cm} = 65\text{cm}$  ;

Donc :  $h = 65\text{cm}$ .

• **Vérification des conditions de stabilité :**

Selon le BAEL on a :

$$e_{0x} = \frac{M_{sx}}{N_s} = 0.04m;$$

$$e_{0y} = \frac{M_{sy}}{N_s} = 0.001m;$$

$$e_{0x} = 0.04 \leq \frac{A}{4} = \frac{2.90}{4} = 0.72 \dots\dots\dots CV ;$$

$$e_{0y} = 0.001 \leq \frac{A}{6} = \frac{2.90}{6} = 0.48 \dots\dots\dots CV.$$

• **Vérification des conditions de rigidité :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_M = \left(1 + \frac{6e_0}{B}\right) \frac{N_s}{AB} = 95.02 \text{KN/m}^2; \\ \sigma_m = \left(1 - \frac{6e_0}{B}\right) \frac{N_s}{AB} = 80.42 \text{KN/m}^2; \end{array} \right.$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{\sigma_m + 3\sigma_M}{4} = 91.7\text{KN/m}^2;$$

$$\sigma_{\text{moy}} = 91.7\text{KN/m}^2 \leq 200\text{KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{.CV.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{y-y} = \left(1 + \frac{6e_0}{B}\right) \frac{N_s}{AB} = 88.99\text{KN/m}^2; \\ \sigma_m = \left(1 - \frac{6e_0}{B}\right) \frac{N_s}{AB} = 88.98\text{KN/m}^2; \end{array} \right.$$

$$\sigma_{\text{moy } y-y} = \frac{\sigma_m + 3\sigma_M}{4} = 88.99\text{KN/m}^2;$$

$$\sigma_{\text{moy}} = 88.99\text{KN/m}^2 \leq 200\text{KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{.CV.}$$

• **Calcul du ferrailage:**

- **Poids propre de la semelle:**

$$P_s = \gamma \times B \times A \times h = 25 \times 2,90 \times 2,90 \times 0,65 = 136,66\text{KN};$$

$$N_{ts} = N_s + P_s = 740 + 163,66 = 903.66\text{KN};$$

$$N_{tu} = N_u + 1,35P_s = 1013.52 + 184,49 = 1198.01\text{KN}$$

Le ferrailage se calcul avec la méthode de bielles, car on va prendre comme étant la contrainte uniforme tout ou long de la semelle.

**Sens x-x :**

$$\eta=1,6 ; f_{t28} = 2,1\text{Mpa} ; \sigma_s = 348\text{Mpa};$$

$$N'_u = \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) N_u = 1055.46\text{KN}$$

$$A_{xst} = \frac{N'_u(A - a)}{8 \times d \times \sigma_s} = \frac{1055.46(290 - 40)}{8 \times 60 \times 348} = 15.8\text{cm}^2$$

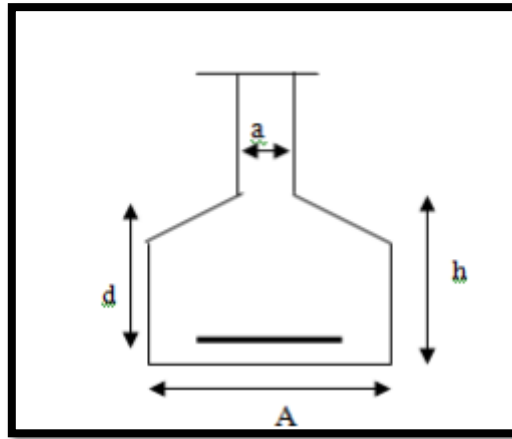


Figure VI.5 : Dimensionnement d'une semelle isolée dans le sens x-x.

Sens y-y :

$$\eta=1,6 ; f_{t28} = 2,1\text{Mpa} ; \sigma_s = 348\text{Mpa};$$

$$N'_u = \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) N_u = 1014.57\text{KN}$$

$$A_{yt} = \frac{N'_u(A - a)}{8 \times d \times \sigma_s} = 15.18\text{cm}^2$$

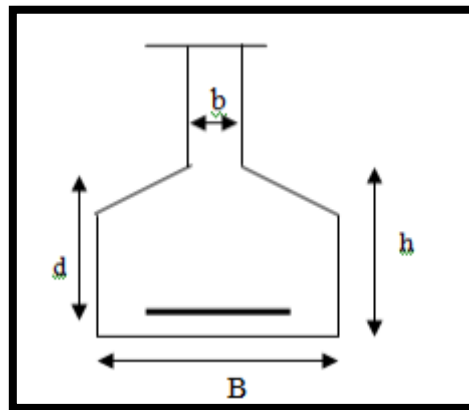


Figure VI.6 : Dimensionnement d'une semelle isolée dans le sens y-y.

- Condition de non fragilité :

Sens x-x :

$$A_{\min} = 0,23 \frac{b \cdot d \cdot f_{tj}}{f_e} = 3,62\text{cm}^2;$$

$$A = \max\{A_{\min}; A_u\} = 15.8\text{cm}^2$$

$$\text{On adopte : } A_s = 8\text{HA16} = 16.09\text{cm}^2$$

Soit:

$$S_t = 17\text{cm.}$$

- **Vérification de l'espacement :**

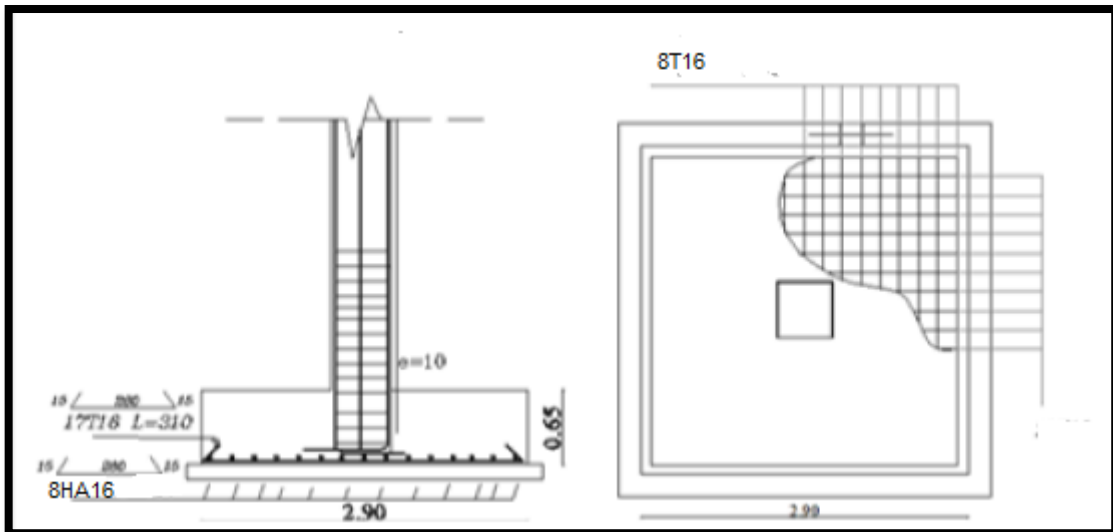
$$S_t = 17\text{cm} \leq \min(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots\dots\dots\text{CV.}$$

- **La longueur de scellement:**

$$L_s = 40\phi = 48\text{cm} > \frac{B}{4} = \frac{290}{4} = 72,5$$

Donc toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités et comportent des crochets.

**VI.4.4.3. Schéma de ferrailage :**



**Figure VI.7 :** Schéma de ferrailage de semelle isolée (x-x).

**Sens y-y :**

$$A_{\min} = 0,23 \frac{b \cdot d \cdot f_{tj}}{f_e} = 3,62\text{cm}^2;$$

$$A = \max\{A_{\min}; A_u\} = 15.18\text{cm}^2$$

$$\text{On adopte : } A_s = 8\text{HA16} = 16.09\text{cm}^2$$

Soit:

$$S_t = 17\text{cm.}$$

- **Vérification de l'espacement :**

$$S_t = 17\text{cm} \leq \min(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots\dots\dots\text{CV.}$$

- **La longueur de scellement:**

$$L_s = 40\phi = 48\text{cm}$$

$$B/8 \leq 48 \leq B/4 \Rightarrow 36,25 \leq 48 \leq 72,5\text{cm} \dots\dots\dots\text{CV.}$$

- **Vérification au poinçonnement :**

La condition de non poinçonnement est vérifier si :

$$N_u \leq \bar{N}_u = 0,045 \times P_c \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b};$$

$$P_c = [(a + h + b + h) \times 2] = 4,6\text{m};$$

$$\bar{N}_u = 0,045 \times 4,6 \times \frac{25}{1,5} = 3450\text{KN};$$

$$N_u = N_{u0} \times \left(1 - \frac{S_0}{S_t}\right) = 1951,5\text{KN};$$

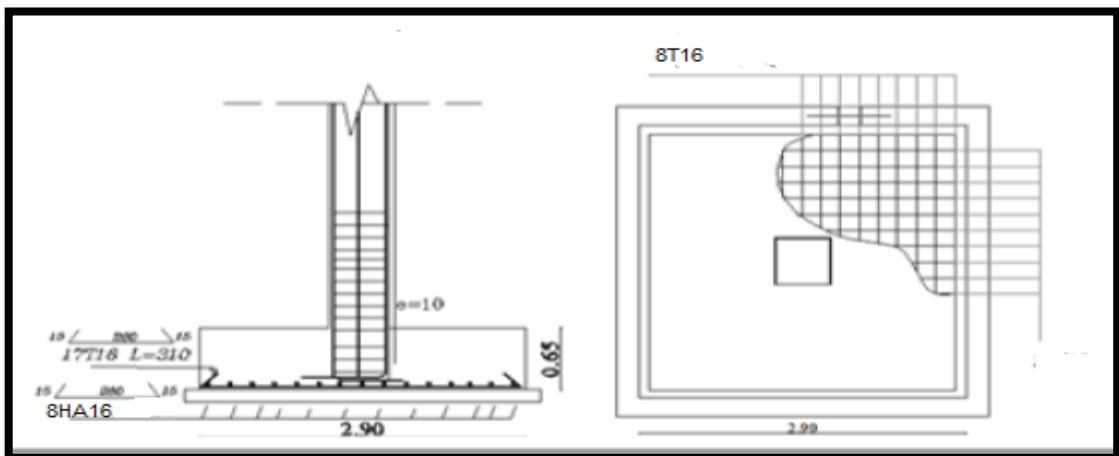
$N_{u0}$  : Effort maximal tiré sur la semelle ;

$$S_0 = (a + h) \times (b + h) = 1,31\text{m}^2;$$

$$S_t = A \times B = 2,90 \times 2,90 = 8,41\text{m}^2;$$

$$N_u = 855.65\text{KN} < \bar{N}_u = 3450\text{KN} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

**VI.4.5. Schéma de ferrailage :**



**Fig VI. 8.** Schéma de ferrailage de semelle isolée (y-y).

## **Conclusion général**

La compréhension des facteurs influant sur le comportement dynamique d'une structure nécessite l'analyse de plusieurs configurations de système structural, une bonne distribution des voiles peut réduire considérablement les effets, des modes de torsion induisant des efforts supplémentaires et améliorer le comportement de la structure durant le séisme.

La justification de l'interaction portiques voiles permet de quantifier la part de l'effort tranchant reprise par les voiles et celle reprise par les portiques, donc son but est beaucoup plus économique que résistante.

Cette présente étude nous permis de mettre en application les connaissances acquises durant notre formation et de les enrichir par l'utilisation des logiciels de calcul des structures tel que Robot.

Enfin notre objectif est de réduire le risque sismique pour notre structure étudiée au but de réaliser une constructin sécurisé, confort et satisfaite à l'être vivant

# BIBLIOGRAPHIE

## ❖ Documents:

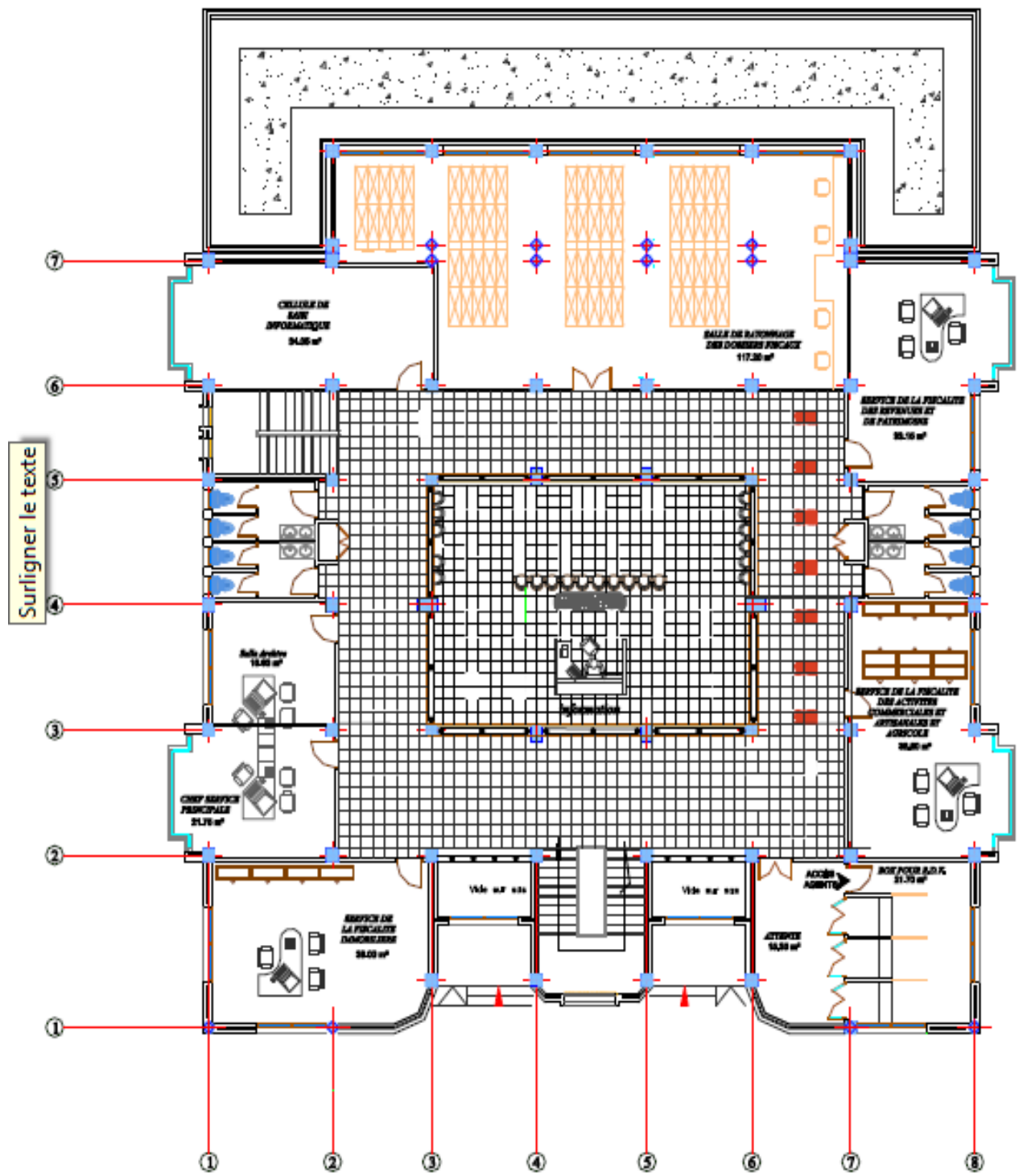
- RPA 99 V2003: Règlement parasismique algérienne, Ministère de l'habitat, 2003;
- CBA93 : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé, Ministère de l'habitat, 1993 ;
- BAEL91 : Béton armé états limites, Jean Perchat, 1991 ;
- Pratique de BAEL 91, J. Perchat et Roux, Édition Eyrolles Paris, 1993 ;
- D.T .R.C.2.2 : Document technique réglementaire, MELLAK HACHEMI, Ministère de l'urbanisme et de la construction.

## ❖ Mémoires :

- Mémoire : Étude d'un bâtiment à usage d'habitation en béton armé (contreventement mixte)  
RDC+5 Etage (université de ABBAS LAGHROUR) ;
- Mémoire : Étude d'un centre culturel « SS + RDC+ 3étage » avec un contreventement mixte (université de ABBAS LAGHROUR – KHENCHELA » 2016 ;
- Mémoire : Étude d'un bâtiment R + 7 + S-SOL (selon RPA/version 2003) et analyse et Réduction de vulnérabilité sismique des structures existantes par Renforcement en PRF (université de FERHAT ABBAS- STIF) 2014.

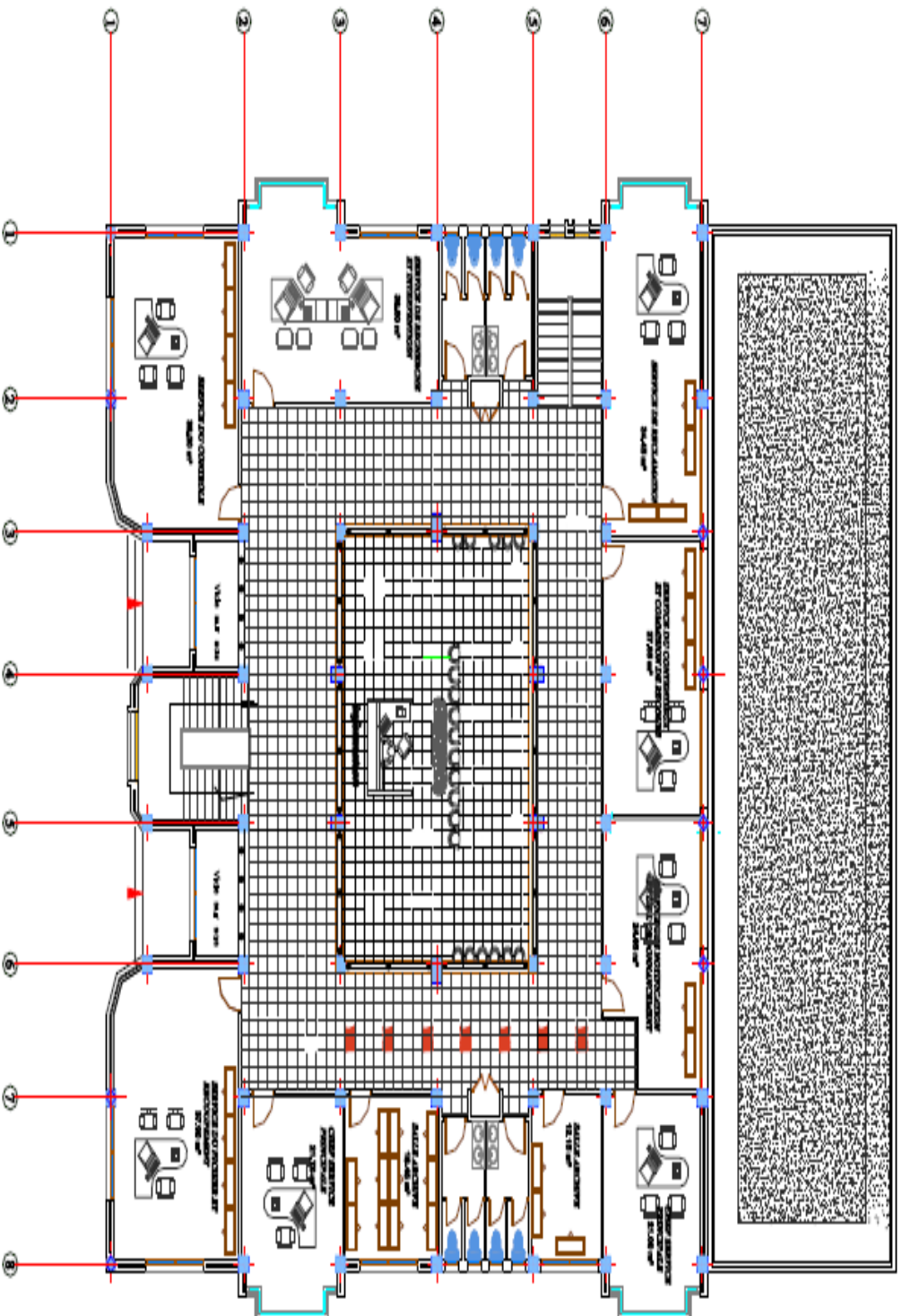
## ❖ Logiciels :

- ROBOT 2020.....Analyse des structures ;
- AUTOCAD 2016.....Dessin ;
- WORD 2010.....Traitement du texte.

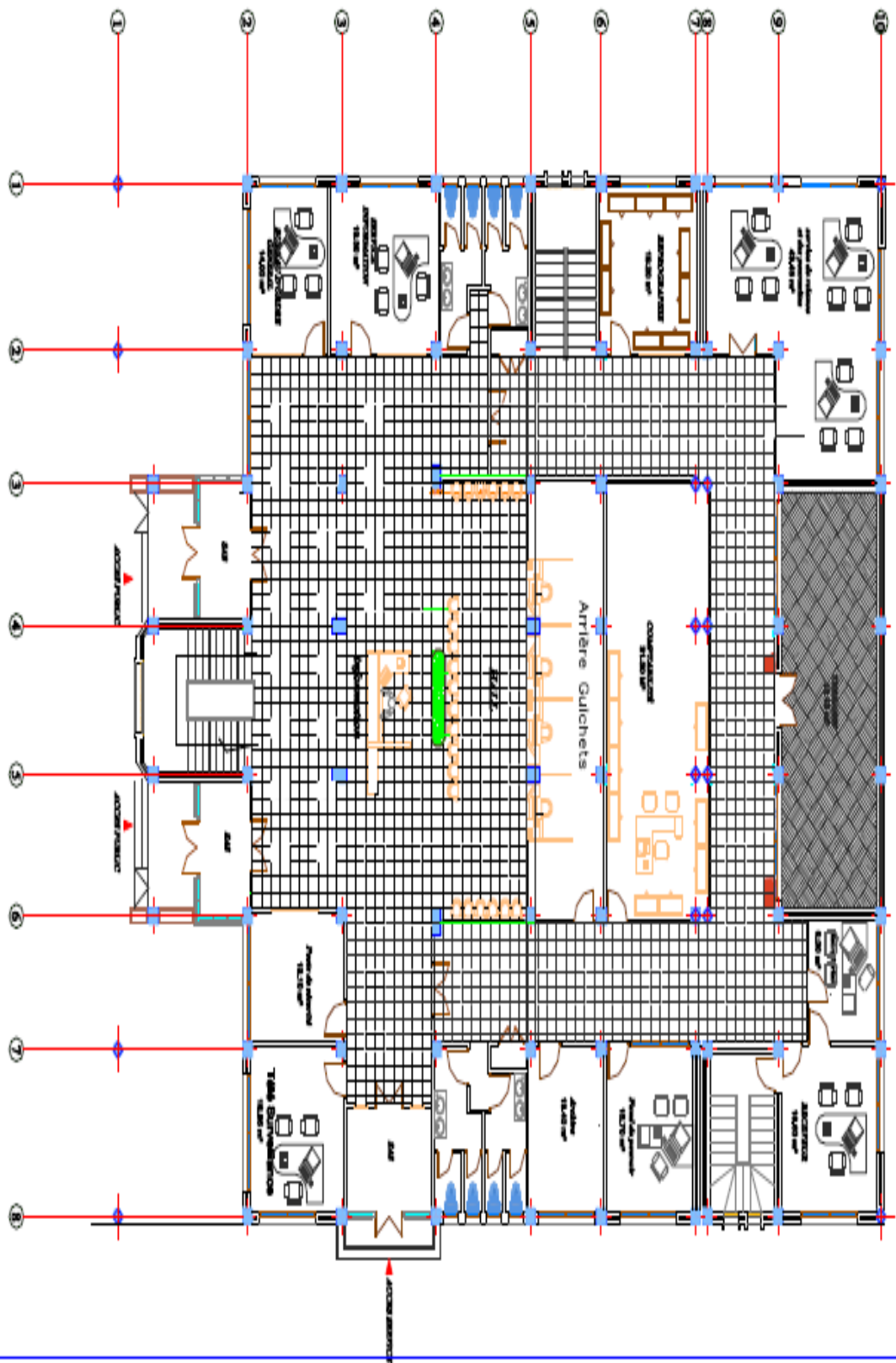


Surligner le texte

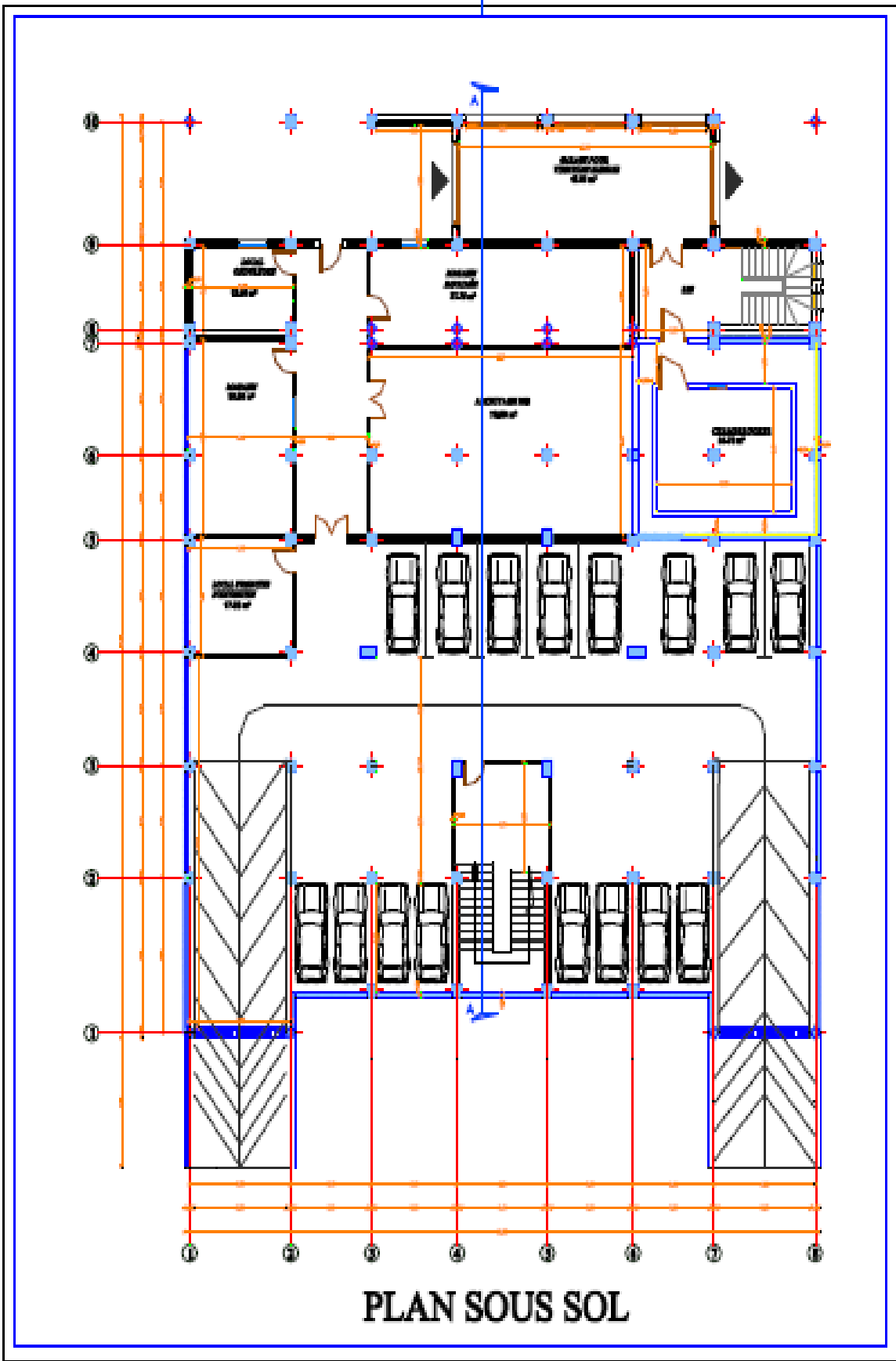
**PLAN 1ER ETAGE**

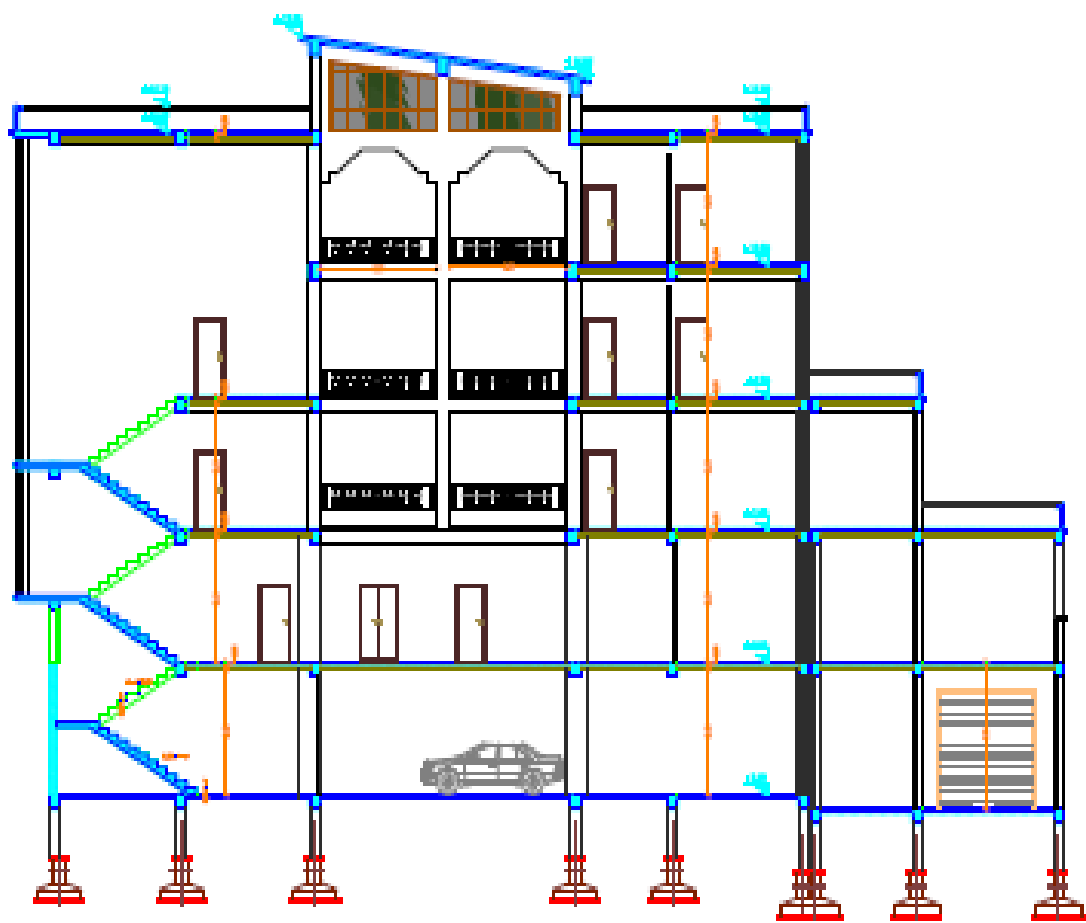


PLAN 2EME ETAGE

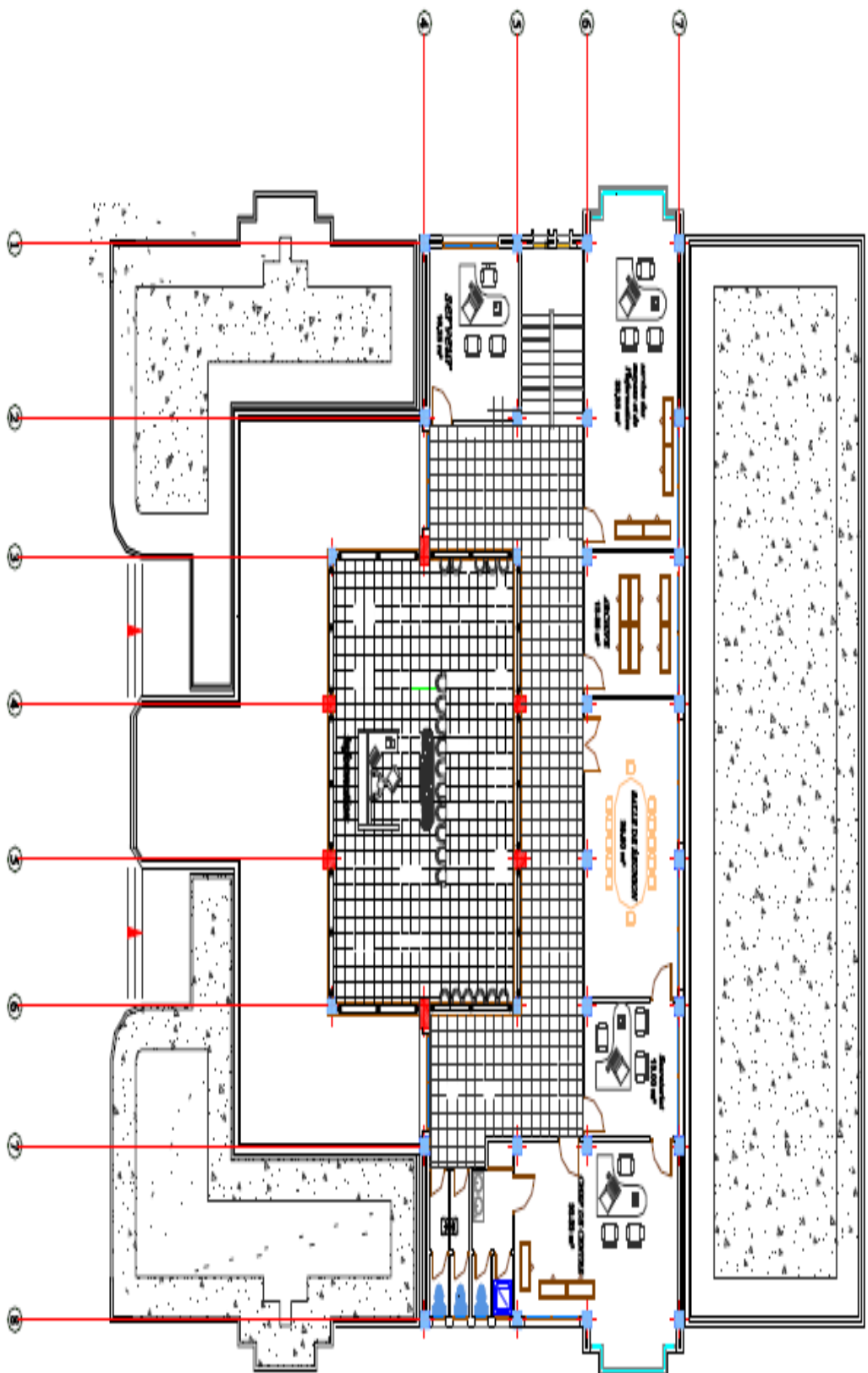


PLAN RDC





COUPE A-A



PLAN 3EME ETAGE